

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Dimensionnement et conception du reseau d'aep de la commune de Frenda (w.Tiaret).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0014-15

APA Citation (APA توثيق):

Hadj Ben Abdelmoula, Malika (2015). Dimensionnement et conception du reseau d'aep de la commune de Frenda (w.Tiaret)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHES CIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah -

**DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBAIN
MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME DU PROJET :

**DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION DU RESEAU
D'AEP DE LA COMMUNE DE FRENDA W.(TIARET)**

PRESENTE PAR :

M^{lle}: HADJ BEN ABDELMOULA MALIKA.

Devant les membres du jury

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^rA.HADJ SADOK	M.C.B	Président
M^s.YAHIAOUI	M.A.B	Examineur
M^rA.MERABTI	Doctorant	Examineur
M^{me}M.KAHLERRAS	M.A.A	Examinatrice
M^{lle} H.SAIDI	Doctorante	Examinatrice
M^r B.SALAH	Professeur	Promoteur

Session – 2014

Remerciements

Je rends grâce à Dieu le tout puissant et miséricordieux pour m'avoir donné la force et les moyens d'achever ce travail.

Nous tenons à remercier particulièrement mon encadreur Monsieur *B.SALAH*, pour avoir accepté de suivre ce travail, pour sa disponibilité et ses conseils avisés qui nous ont été d'un apport très précieux qu'il en soit honorablement gratifié.

Je tiens à remercier, toute l'équipe pédagogique de L'ENSH, pour avoir assuré les connaissances et conseils au cours de ces années d'étude.

Je remercie également tous ceux qui ont aidé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Enfin, que Messieurs le président de jury et les membres qui feront l'honneur d'examiner ce mémoire ; trouvent l'expression de ma parfaite considération.

DEDICACE

*Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à:
Ma famille surtout A mon père ACHOUR, qui a toujours été ma source d'inspiration et pour
la patience et les multiples conseils.*

- Tous mes enseignants débutant du primaire jusqu'a ce niveau d'étude.*
- Tous mes amis et collègues de l'étude surtout : Meriem et Nawal.*
- Tous mes amies de la résidence universitaire soumaa « 7 » surtout : Souad,abla et faiza.*

الملخص :

تعرف الكثافة السكانية لمدينة فرندة (ولاية تيارت) حاليا مشكلة تتعلق بشبكة مياه الشرب . المشكلة هي ان بعض الشبكات قديمة وهذا يدل على عدم قدرة النظام على تلبية الاحتياجات المائية المستقبلية للمستهلكين ومن خلال هذه الدراسة قدمنا اولاً لمحة عامة عن شبكة و هياكل التخزين المختلفة وتقدير الاحتياجات المائية لسكان مدينة فرندة حتى عام 2046.

الهدف من دراستنا هو معرفة قدرة مشروع هذه الشبكة على تلبية احتياجاتها من المياه لمختلف فئات الاستهلاك استنادا الى بيانات من منطقة الدراسة.

Résumé :

L'agglomération de la ville de Frenda (Willaya de Tiaret), connaît actuellement un problème au niveau du réseau d'alimentation en eau potable. Ce problème réside dans le fait qu'une partie du réseau est vétuste.

Cette situation montre l'incapacité du réseau à satisfaire les besoins futurs en eau potable des consommateurs .A travers cette étude, nous avons donné en premier lieu un aperçu général sur la situation actuel des différentes ressources hydrauliques, réseau et ouvrages de stockage, puis nous avons procédé à l'estimation des besoins en eau de la population de la ville de Frenda l'horizon 2046.

Le but de notre étude consiste l'étude du projet du système d'alimentation en eau potable capable de satisfaire les besoins en eau des différentes catégories de consommation en se basant sur les données de la zone d'étude.

Abstract:

The urban area of the city of Frenda (Willaya of Tiaret) is currently experiencing a problem with the drinking water supply network. The problem lies in the fact that part of the network is antiquated.

This shows the inability of the system to meet future water needs of consumers .Through this study, we first gave an overview on the current situation of the different water resources, network and storage structures, then we have carried out an assessment of the water needs of the population of the city of Frenda the horizon 2046.

The aim of our study is the study of the power system drinking water project capable of meeting the water needs of different consumption categories based on data from the study area.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	01
<i>Chapitre -1- : PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION.</i>	
1.1 Introduction	03
1.2 La zone d'étude	03
1.3 Situation géographique.....	03
1.4 La topographique	03
1.5 La climatologie	04
1.6 Situation hydrologique	05
1.7 Situation démographique.....	05
1.8 Activité industrielle et commerciale	06
1.9 Situation hydraulique	06
1.10 Conclusion	09
<i>Chapitre -2- : PRESENTATION DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE.</i>	
2.1 Introduction	11
2.2 Descriptif de la structure d'alimentation en eau potable	11
2.3 Conclusion.....	16
<i>Chapitre -3- : DIAGNOSTIC DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE.</i>	
3.1 Introduction.....	18
3.2 Les ressources en eau	18
3.3 Lesadductions.....	21
3.4 Les ouvrages de stockage.....	21
3.5 La distribution	21
3.6 Conclusion.....	23

*Chapitre -4- : CARACTERISTIQUES DE LA CONSOMMATION EN EAU POTABLE
DE L'AGGLOMERATION.*

4.1 Introduction	25
4.2 Estimation des besoins.....	25
4.3 Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.....	28
4.4 Variation de la consommation journalière.....	28
4.5 Détermination des débits horaires.....	30
4.6 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants	31
4.7 Conclusion.....	34

*Chapitre -5-: IMPLANTATION DE NOUVEAUX FORAGES POUR L'HORIZON
2046.*

5.1 Introduction.....	36
5.2 Les critères de choix.....	36
5.3 Caractère physico-chimique des eaux souterraines.....	37
5.4 L'implantation de forages.....	37
5.5 Le choix de variante de l'emplacement.....	37
5.6 Conclusion.....	39

Chapitre -6-: LES RESERVOIRS DE STOCKAGE

6.1 Introduction.....	42
6.2 Choix du type du réservoir	42
6.3 Emplacement du réservoir.....	42
6.4 Détermination de la capacité des réservoirs	42
6.5 Construction des réservoirs	44
6.6 Equipement du réservoir	44
6.7 Matérialisations de la réserve d'incendie.....	45
6.8 Entretien des réservoirs	45

6.9 Conclusion.....	49
---------------------	----

Chapitre -7-:ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

7.1 Introduction.....	48
7.2 Adduction.....	48
7.3Conclusion.....	79

Chapitre -8- : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

8.1 Introduction.....	81
8.2 Les différents types des réseaux d'alimentation en eau potable.....	81
8.3 Conception du réseau de distribution.....	82
8.4 Calcul des débits du réseau	82
8.5 Calcul du réseau de distribution (cas de pointe +Incendie)	84
8.6 Le calcul du réseau maillé	90
8.7 Conclusion.....	95

Chapitre -9- : EQUIPEMENTS ET ACCESSOIRES DU RESEAU PROJETE.

9.1 Introduction.....	97
9.2Raccords et accessoires du réseau d'eau potable	97
9.3 Conclusion	104

Chapitre -10- : ORGANISATION DE CHANTIER.

10.1 Introduction.....	106
10.2 Réalisation du réseau d'AEP.....	106
10.3 Conclusion.....	115

Chapitre -11-: PROTECTION ANTI BELIER.

11.1 Introduction.....	117
11.2 Protection de laconduiteen refoulement contre le coup de bélier.....	117
11.3Conclusion.....	122
Conclusion générale.....	123

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre -1- : PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION.

<i>Tableau 1-1 : Températures maximale, minimale et moyenne.</i>	<i>04</i>
<i>Tableau 1-2 : Les précipitations moyennes mensuelles.</i>	<i>05</i>
<i>Tableau 1-3 : Evolution de la population communale.</i>	<i>05</i>
<i>Tableau I-4 : Les caractéristiques des réservoirs.</i>	<i>08</i>
<i>Tableau I-5 : Les caractéristiques physicochimiques des eaux.</i>	<i>08</i>

Chapitre -2- : PRESENTATION DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

<i>Tableau 2-1 : Les caractéristiques des ressources en eau.</i>	<i>11</i>
<i>Tableau 2-2 : Les caractéristiques des groupes électropompes</i>	<i>12</i>
<i>Tableau 2-3 : Description du réseau d'adductions.</i>	<i>12</i>
<i>Tableau 2-4 : les caractéristiques de réseau.</i>	<i>13</i>

Chapitre -3- : DIAGNOSTIC DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

<i>Tableau 3-1: Production annuelle.</i>	<i>20</i>
<i>Tableau 3-2 : Distribution annuelle des ouvrages.</i>	<i>22</i>
<i>Tableau 3-3 : Bilan production /distribution annuelle.</i>	<i>22</i>
<i>Tableau 3-4 : Etat des fuites constatées et réparées.</i>	<i>22</i>

Chapitre -4- : CARACTERISTIQUES DE LA CONSOMMATION EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

<i>Tableau 4 -1 : Répartition de la population à l'horizon d'étude.</i>	<i>25</i>
<i>Tableau 4-2: Répartition de la dotation de la ville de Frenda à l'horizon d'étude.</i>	<i>25</i>
<i>Tableau 4-3 : Détermination des besoins domestique.</i>	<i>26</i>
<i>Tableau 4-4 : détermination des besoins sanitaires.</i>	<i>26</i>
<i>Tableau 4-5 : Détermination des besoins scolaires.</i>	<i>27</i>
<i>Tableau 4-6 : Détermination des besoins commerciaux.</i>	<i>27</i>

<i>Tableau 4-7 : calcul des besoins socioculturels et sportifs.</i>	27
<i>Tableau 4-8 : détermination des besoins publics.</i>	27
<i>Tableau 4-9 : Détermination des besoins d'arrosage.</i>	28
<i>Tableau 4-10 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale</i>	28
<i>Tableau 4-11 : Calcul de la consommation maximale et minimale journalière</i>	29
<i>Tableau 4-12 : variation des débits horaires de la ville de Frenda</i>	31

Chapitre -5- : IMPLANTATION DE NOUVEAUX FORAGES POUR L'HORIZON 2046.

<i>Tableau 5-1 : la formation de terrain</i>	36
<i>Tableau 5-2 : les caractéristiques physico-chimique des eaux souterraines</i>	37

Chapitre -6- LES RESERVOIRS DE STOCKAGE

<i>Tableau 6-1: vérification la capacité des quatre réservoirs a l'horizon 2046.</i>	43
<i>Tableau 6-2 : les diamètres nominaux des différentes conduites</i>	44

Chapitre -7- L'ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

<i>Tableau 7-1 : Les longueurs équivalentes des tronçons gravitaire</i>	52
<i>Tableau 7-2: les cotes des réservoirs et de point de la jonction « P »</i>	53
<i>Tableau 7-3 : Les longueurs équivalentes des tronçons gravitaire</i>	56
<i>Tableau 7-4: les cotes des réservoirs</i>	57
<i>Tableau 7-5 : La longueur équivalente du tronçon</i>	58
<i>Tableau 7-6: les cotes des deux réservoirs</i>	58
<i>Tableau 7-7 : Frais d'amortissement</i>	59
<i>Tableau 7-8 : Calcul des hauteurs manométriques totales (Hmt)</i>	59
<i>Tableau 7-9: Consommation en KWh et prix de l'exploitation</i>	60
<i>Tableau 7-10: Bilan des frais des conduits</i>	60
<i>Tableau 7-11: La longueur equivalent</i>	60
<i>Tableau 7-12: les cotes des deux réservoirs</i>	60

<i>Tableau 7-13 : Frais d'amortissement.</i>	61
<i>Tableau 7-14 : calcul des hauteurs manométriques totales (Hmt)</i>	61
<i>Tableau 7-15 : Consommation en KWh et prix de l'exploitation.</i>	62
<i>Tableau 7-16: Bilan des frais des conduits.</i>	62
<i>Tableau 7-17 La longueur équivalente</i>	62
<i>Tableau 7-18 : les cotes des deux réservoirs.</i>	62
<i>Tableau 7-19 : Frais d'amortissement.</i>	63
<i>Tableau 7-20 : calcul des hauteurs manométriques totales (Hmt)</i>	63
<i>Tableau 7-21 : Consommation en KWh et prix de l'exploitation</i>	63
<i>Tableau 7-22: Bilan des frais des conduits</i>	64
<i>Tableau 7-23: Choix du nombre et de type de pompes</i>	72
<i>Tableau 7-24 : Détermination la hauteur de la conduite Hc.</i>	73
<i>Tableau 7-25 : Pression atmosphérique en fonction de la cote.</i>	74
<i>Tableau 7-26 : Tension de vapeur en fonction de la température.</i>	74
<i>Tableau 7-27 : Détermination des diamètres.</i>	77
<i>Tableau 7-28 : Type de pompe immergé de chaque forage.</i>	77

Chapitre -8- DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

<i>Tableau 8-1. Détermination des débits de calcul cas de pointe.</i>	83
<i>Tableau 8-2 : détermination des débits de calcul cas de cas de pointe +incendie.</i>	84
<i>Tableau 8-3 : calcul le dédit en route pour chaque tronçon.</i>	85
<i>Tableau 8-4 : calcul les débits nodaux en cas de pointe.</i>	86
<i>Tableau 8-5 : Calcul les débits nodaux en cas de pointe +incendie.</i>	87
<i>Tableau 8-6. : Détermination des diamètres avantageux du réseau</i>	89
<i>Tableau 8-7 : Calcul hydraulique en cas de pointe.</i>	90
<i>Tableau 8-8 : Paramètres hydrauliques du réseau en cas de pointe</i>	91
<i>Tableau 8-19 : Calcul hydraulique en cas de pointe+incendie.</i>	92
<i>Tableau 8-10 : Paramètres hydrauliques du réseau en cas de pointe+incendie</i>	93

Chapitre -10- **ORGANISATION DE CHANTIER**

<i>Tableau 10-1 : choix du coefficient du talus.....</i>	<i>108</i>
<i>Tableau 10-2 : Calcul du volume du déblai.</i>	<i>109</i>
<i>Tableau 10-3: Calcul du volume du lit du sable pour (réseau + adduction).</i>	<i>110</i>
<i>Tableau 10-4: Calcul du volume du remblai pour (réseau + adduction).</i>	<i>110</i>
<i>Tableau 10-5: calcul du volume excédentaire pour le (réseau+adduction)</i>	<i>111</i>
<i>Tableau 10-6: Le volume Total des travaux pour le (réseau+adduction)</i>	<i>112</i>

Chapitre -11- **PROTECTION DU RESEAU PROJETE.**

<i>Tableau 11-1 : Résultats de calcul.....</i>	<i>121</i>
<i>Tableau 11-2: Les volumes de réservoir d'air.....</i>	<i>121</i>

LISTE DES FIGURES

Chapitre -1- : PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION.

Figure 1-1 : la situation de Frenda.....	03
Figure 1-2 : Températures maximale, minimale et moyenne mensuelles.....	04
Figure 1-3: précipitations moyennes mensuelles.....	05
Figure 1-4: Evolution de la population communale.	06
Figure 1-5: Panoramiques de la cité Hattab Ahmed.....	06

Chapitre -2- : PRESENTATION DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

Figure 2-1 : Réservoir 2500m ³	13
Figure 2-2 : Réservoir 2*1000m ³	14
Figure 2-3 : Réservoir 2*1000m ³	14
Figure 2-4 : Réservoir Route A /Kermès.....	14
Figure 2-5 : exemple sur d'équipement de canalisation d'un Réservoir.	15

Chapitre -3- : DIAGNOSTIC DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

Figure 3-1 : Champ captant de Taht.	18
Figure 3-2 : les forages F ₁ , F ₂ , F ₃	18
Figure 3-3 : les trois pompes identiques	19
Figure 3-4: Station de reprise de Ain soltain	19
Figure 3-5 : Forage d'oued ferdja.	20
Figure 3-6 : Station de pompage d'oued ferdja.	20

Chapitre -4- : CARACTERISTIQUES DE LA CONSOMMATION EN EAU POTABLE DE L'AGGLOMERATION

Figure 4-1 : histogramme de consommation journalière.....	32
Figure 4-2 : tracé de la courbe de consommation cumulée.	33

Chapitre -5- : IMPLANTATION DE NOUVEAUX FORAGES POUR L'HORIZON 2046.

Figure 5-1: Le champ de captage choisis.....	38
--	----

Chapitre -7- L'ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

Figure 7-1 : le schéma hydraulique d'adduction.....	50
Figure 7-2 : Schéma de l'adduction reliant la station de la pompe aux réservoirs de distribution.....	64
Figure 7-3 : les courbes caractéristiques de la pompe.	72
Figure 7-4: Schéma représentatif des adductions à projeter.....	77

Chapitre -10- ORGANISATION DE CHANTIER

Figure 10-1: Dimensions nominales des tranchées.....	107
Figure 10-2: Couches constitutive de l'enrobage et du remblai supérieur de la tranchée.....	114

LISTE DES PLANCHES

Planche -1- : Plan de masse avec le réseau d'a.e.p actuel de la ville de Frenda W-Tiaret.

Planche -2- : Plan de masse avec le réseau d'a.e.p projeté de la ville de Frenda W-Tiaret.

Planche -3- : Les accessoires et les organes du réseau d'a.e.p de la ville de Frenda W-Tiaret.

Planche -4- : Profil en long de la canalisation principale de la ville de Frenda W-Tiaret.

Planche -5- : Profil en long de l'adduction projetée (SP-A) de la ville de Frenda W.Tiaret.

Planche -6- : Profil en long de l'adduction projetée (A-B) de la ville de Frenda W-Tiaret.

Planche -7- : Profil en long de l'adduction projetée (B-C) de la ville de Frenda W-Tiaret.

Planche -8- : Profil en long de l'adduction projetée (C-D) de la ville de Frenda W-Tiaret.

Planche -9- : Profil en long de l'adduction projetée (D- P₄) de la ville de Frenda W-Tiaret.

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est indispensable pour notre vie quotidienne, donc, sa maîtrise et sa disponibilité en quantité suffisante et en qualité doivent être une des premières préoccupations d'une quelconque agglomération. Mais, la disponibilité de l'eau au consommateur elle passe par le réseau d'alimentation en eau potable qui est un ensemble complexe constitué d'ouvrages de pompage, de réservoirs, de canalisations, et d'accessoires de robinetterie et des branchements, représentent des capitaux considérables à mobiliser.

Elle est donc une industrie fortement capitalistique, qui oblige des montages financiers délicats requiert un fort professionnalisme des exploitants pour obtenir un coût faible de service, rendant possible son extension à tous.

La fonction de base d'un réseau de distribution d'eau est de satisfaire les besoins des usagers en eau. Cette eau doit être de bonne qualité respectant les normes de potabilité à pression et quantité suffisantes.

Actuellement l'agglomération reconnaît un problème du point de vue distribution en eau potable. Le réseau existant est déjà vétuste caractérisé par des cassures, des dysfonctionnements et d'importantes fuites, ce qui ne satisfait pas les besoins en eau des habitants. Il s'avère nécessaire de mener une bonne étude allant dans le sens de la gestion et l'optimisation de l'eau devenue une denrée de plus en plus rare. C'est dans ce cadre que s'inscrit ce présent travail.

En effet, notre étude porte sur le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Freneda.

Dans ce travail on se propose de mettre le point sur les différents éléments nécessaires pour la conception et le dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable de notre agglomération qui assurera un débit et une pression suffisants à l'horizon de 2046.

Chapitre -1-
PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

1.1) Introduction :

L'agglomération de la ville de Frenda connaît actuellement un problème au niveau du réseau d'alimentation en eau potable. Une partie de réseau vétuste et insuffisant qui n'arrive pas à satisfaire les besoins en eau de cette agglomération. De ce fait, nous sommes appelés à projeter un système d'alimentation en eau potable capable de satisfaire les besoins en eau des différentes catégories de consommation à partir des forages.

L'objectif de ce chapitre, c'est de connaître la situation de la zone d'étude de point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, population, hydraulique et les différents équipements.

1.2) La zone d'étude :

La ville de Frenda est considérée comme une antique forteresse occupée successivement par les romains, les arabes et les turcs ottomans....

La ville de **Frenda** est le chef lieu de Daïra qui comprend les communes :

- Frenda.
- Ain El Hadid.
- Takhmaret.

L'Agglomération de FRENDA est délimitée :

- Au sud par la commune d'AIN KERMES.
- À l'ouest par la commune d'AIN HADID.
- Au nord par la commune de SIDI BAKHETI.
- A l'Est par la commune de MEDEROUSSA.

On distingue dans la commune de **Frenda** plusieurs tribus dont :

- Les Hawareths composés d'OuledKhalouf, OuledDjebara, OuledMaarfia
- Les Khalafas implantés à Louhou et Medroussa
- Les Chorfas (Nobles) composés des Djeblias, des Ouled Sidi Amar et les Ouled Sidi Abdeldjebbar.
- Les OuledSidi Ahmed Ben Daouda deptesdu Saint Sidi Ahmed Benyousef.

1.3) Situation géographique :

La commune de Frenda se situe au sud-ouest de Tiaret à 50Km et s'étend sur une superficie de 387Km². Elle est distante de 220km d'Oran et à 375Km de la capitale (Alger).

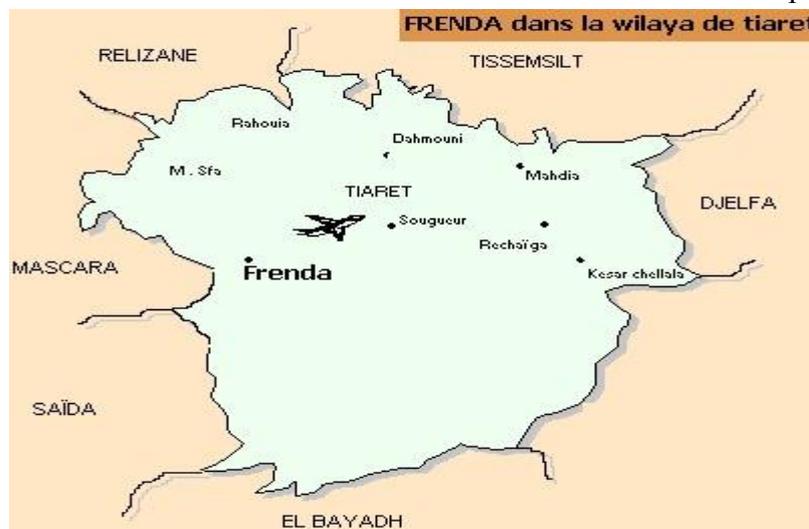


Figure 1.1 : la situation de Frenda.

1.4) topographie:

La commune Frenda se trouve dans une zone spatiale influencée par le milieu physique présentant deux entités :

1. Une entité montagneuse et boisée occupant près de 50% du territoire
2. Une entité formée par la zone collinaire et la plaine du Taht

La ville de Frenda culmine sur une hauteur de 1050 m d'altitude.

"Elle est accrochée dans une situation exceptionnelle au bord du plateau qui domine toute la plaine du Taht .

La ville de Frenda a pour coordonnées de Latitude : 35° 4' 0" Nord et de Longitude: 1°3'Est.

1.5) Climatologie :

1-5-1) Climat :

Le climat de Frenda est caractérisé par un hiver très froid et un été très chaud, les précipitations sont plus importantes en hiver qu'en été.

1-5-2) Les températures :

Les températures maximales, minimales et moyennes mensuelles sont données dans le tableau N°1-1.

Tableau N°1-1 : Températures maximale, minimale et moyenne.

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sep	Oct.	Nov.	Déc.
Tmax(C°)	9,5	10,9	13,4	16,4	20,8	26	31,4	31,2	26,5	20,1	13,9	9,7
Tmin(C°)	1,5	2,1	4,2	6,8	10,5	15	19,2	19,5	15,6	10,6	5,5	2,7
Tmoy(C°)	5,5	6,5	8,8	11,6	15,6	20,5	25,3	25,3	21	15,3	9,7	6,2

Source(A.D.E Frenda : 2014).

Nous remarquons que les mois juillet et Aout sont les plus chauds de l'année. La température moyenne est de l'ordre de 25,3C°, le mois de Janvier est le plus froid de L'année, la température moyenne est de l'ordre de 5,5 C°. (Voir la Figure 1.1)

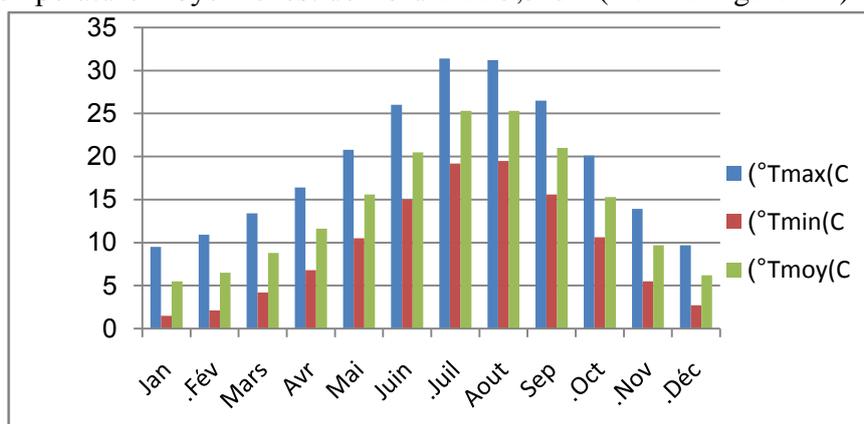


Figure 1.2: Températures maximale, minimale et moyennemensuelles.

1-5-3) *Les Précipitations :*

Les précipitations moyennes mensuelles sont données dans le tableau N°1-2

Tableau N° 1-2 : *Les précipitations moyennes mensuelles*

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sep	Oct.	Nov.	Déc.
Précipitation (mm)	53	49	51	43	41	22	6	12	23	38	54	51

Source(A.D.E Frenda : 2014).

Nous remarquons que Les précipitations moyennes les plus faibles sont enregistrées en Juillet avec 6 mm seulement. Les précipitations record sont enregistrées en Novembre. Elles sont de 54 mm en moyenne. (Voir la Figure 1.2)

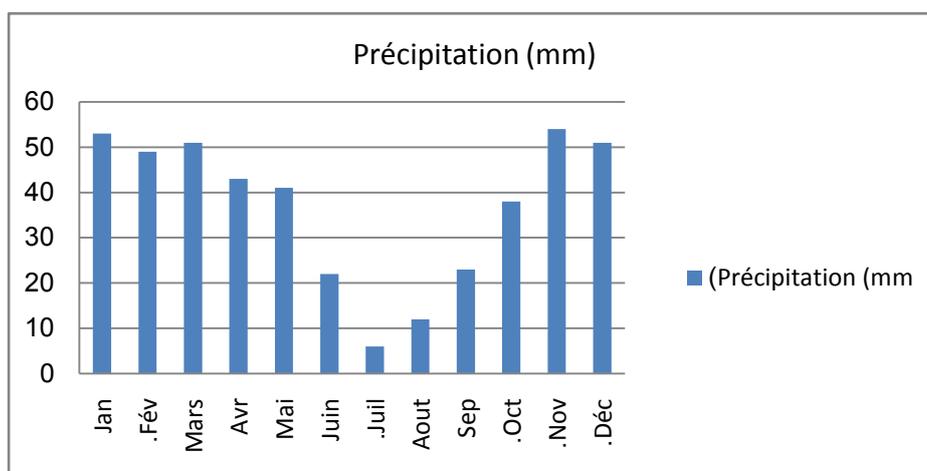


Figure 1.3: *précipitations moyennes mensuelles.*

1-5-4) *Le vent :*

La direction des vents qui dominent dans cette région est : Nord - Nord -West, leur vitesse moyenne mensuelle varie entre 25à 35 kW /h,le vent qui souffle généralement en été en provenance du sud "Sirocco".

1.6) Situation hydrologique :

La commune de Frenda est caractérisée principalement par :

Des ressources hydriques souterraines localisées dans la vallée de l'oued Taht dont l'évaluation réelle de la potentialité en eau souterraine est à l'étude d'une part et d'autre part des ressources hydriques superficielles se trouvant dans le bassin versant de l'Oued Mina, traversé par deux cours d'eau l'Oued Taht et l'Oued Ferdja.

1.7) Situation démographique :

Le dernier recensement de la population 2008 fait état de 54125 habitants donne pour la commune de Frenda .Aujourd'hui en 2014, la commune compte environ 57594 habitants. Le tableau et le graphique suivants illustrent l'évolution de la population communale au cours des années. (Voir le tableau N° 1-4 et la Figure 1.3)

Tableau 1-3 : *Evolution de la population communale.*

Années	2008	2014
population communales	54125	57594

Source (A.D.E Frenda : 2014).

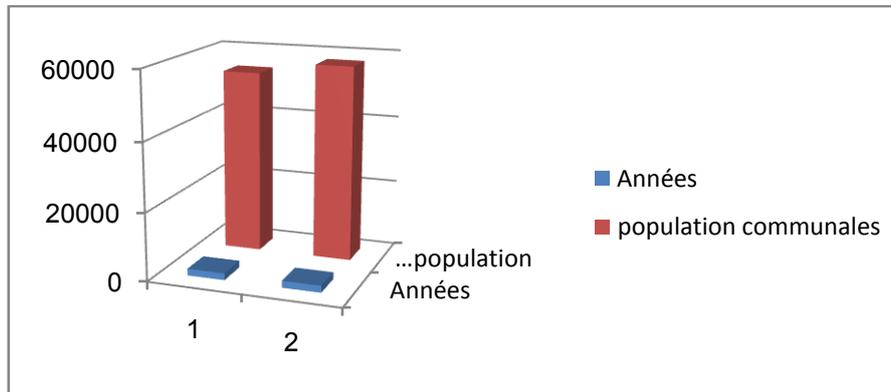


Figure 1.4 : Evolution de la population communale.

❖ La zone rurale :



Figure 1.5 : panoramiques de la cité Hattab Ahmed

1.8) Activité industrielle et commerciale :

L'activité industrielle et commerciale dans la commune de Frenda est exercée par un millier environ d'opérateurs économiques dont l'essentiel est constitué de commerce de détail.

a) Industrie :

- L'industrie de fabrication de chaussures :
- L'industrie de la trituration des céréales :
- L'industrie de fabrication des matériaux de construction :

1.9) Situation hydraulique :

Cette partie a pour but de mettre une évidence sur la situation hydraulique actuelle de la commune de Frenda, sur les ressources existantes et les différents réservoirs de stockage et de l'adduction. Le système d'AEP de Frenda est composé de:

- Nombre de forages (AEP, industrie, agriculture) :59.
- Capacité des forages : 85 l/s.
- Nombre de forages en exploitation AEP : 05.
- Les réservoirs d'eau existants : 4R.
- Capacité des (Réservoirs) :7500m³.
- Longueur du réseau d'AEP : 38,5 km.

1-9-1) Ressources en eau disponibles :

L'agglomération de Frenda est alimentée principalement par des forages, renforcés par l'eau de surface.

1-9-1-1) Les eaux de surface :

L'exploitation des eaux de surface de la ville de Frenda pour l'alimentation en eau potable, est assurée par le captage d'oued ferdja.

1-9-1-2) Les eaux souterraines :

L'alimentation en eau potable de La ville Frenda est assurée par cinq forages : F1, F2, F3, F2 bis Medrissa non exploiter, F2 Medrissa, et F1 Oued fardja.

1-9-2) Le réseau d'adductions :

Le réseau d'adductions de la ville de Frenda est combiné, Il est en deux types d'adductions qui véhiculent des eaux souterraines et superficielles.

1-9-2-1) Adductions des eaux souterraines :

- *Adduction TAHT :*

- Les conduites en Acier noir de diamètre Ø 250, en Amiante ciment de diamètres Ø 200 qui arrivent des forages (F1, F2, F3) sur 2611m, 1100m successivement pour alimenter la Station de pompage Taht.
- Cette dernière alimente la nouvelle Station de reprise Benkhalifa par une conduite en refoulement en Fonte ductile de diamètre Ø300 sur 3820ml.
- La station de reprise Benkhalifa qui alimente le réservoir de volume 2500m³ avec des conduites en série en Acier de diamètre Ø 300, en Fonte ductile de diamètre Ø 300 et en Amiante ciment de diamètre Ø 300 sur des longueurs de 200ml, 2000m, 800ml successivement, et les réservoirs de volume 2*100m³Zhun avec une conduite de diamètre 300mm en PEHD.

- *Adduction de Medrissa*

- L'eau de forage F₂ Medrissa est véhiculée par des conduites en série, en PEHD de diamètres Ø 200, en Fonte ductile de diamètre Ø 200 sur 5344ml et 2500ml successivement. Cette eau est transférée gravitairement à la station de relevage Ain Soltain par des conduites en série en A/C de diamètre Ø 200 et en PEHD de diamètre Ø 200 sur 5252ml, et 2656ml successivement en passant par le réservoir Tampon de volume 500m³.
- La conduite de refoulement de diamètre 300mm en Acier sur 4000ml qui vient de la station de relevage d'Ain Soltain alimente les trois réservoirs : réservoir de volume 1000m³route Ain Kermès, le château d'eau de volume 500m³non exploité et le réservoir de volume 2*1000m³Zhun par des conduites en Fonte ductile de diamètre 200mm et en Fonte ductile de diamètre 150mm successivement.

1-9-2-2) Adductions des eaux de surface :

- *Adduction d'Oued Ferdja :* dans ce cas les eaux superficielles et souterraines sont interconnectées dans le réseau d'adductions.

- La conduite en PVC de diamètre 125mm venant du forage F₁ d'oued fardja sur 1260m alimente le château de volume 500m³.
- La conduite de refoulement en Fonte grise de diamètre Ø 200 venant de la Station de pompage d'Oued Ferdja sur 1100ml vers la Station de Filtration, alimente gravitairement le réservoir de volume 2*1000m³.

1-9-3) Les réservoirs de stockage :

Les réservoirs de stockage disponibles au niveau de la commune Frenda sont : 04 réservoirs. Les caractéristiques des réservoirs sont données dans le tableau suivant :

Tableau 1-4 : Les caractéristiques des réservoirs.

Réservoir	Capacité	C. T.N	C.R	C.T.P	Observation
	M ³	M	M	M	
R ₁ : Hai Nasr	2500	1101	1102	1107	moyenne
R ₂ : Zhun	2*1000	1129	1130	1135	moyenne
R ₃ : Hôpital	2*1000	1094	1091	1096	Bon
R ₄ : Route Ain kermès	1000	1124	1125	1130	Bon

Source (A.D.EFrenda : 2014).

I-9-4) *Qualité des eaux :*

Les analyses physicochimiques effectuées par L'ANRH de la wilaya se trouvent dans le tableau ci-dessous.

Tableau 1-5 : Qualité physicochimique des eaux.

Point de Prélèvement	Résultats														
	T °C	PH	Cond µs/cm	Tur NTU	TH mg/l	Ca ⁺² mg/l	Mg ⁺² mg/l	Cl ⁻ mg/l	SO ₄ ⁻² mg/l	HCO ₃ mg/l	NO ₃ ⁻ mg/l	NO ₂ ⁻ mg/l	NH ₄ ⁺ mg/l	PO ₄ ⁻³ mg/l	MO mg/l
Forage F1 TAHT	11,8	7,65	1138	0,87	445	79	36	241	85	301	8,16	<0,02	<0,02	<0,02	0,78
Forage F2 TAHT	11,9	7,66	1135	0,89	440	78	36	241	85	301	8,21	<0,02	<0,02	<0,02	0,75
Forage F3 TAHT	12,1	7,69	1140	0,79	448	90	33	256	96	319	10,49	<0,02	<0,02	<0,02	0,7
Station Oued Fordja	9,4	7,64	776	1,05	480	69	33	61	35	153	18,96	<0,02	<0,02	<0,02	0,7
Forage F1 Station OuedFordja	9,1	7,61	571	0,82	437	67	23	54	30	142	13,59	<0,02	<0,02	<0,02	0,5
Forage F2 Medrissa Bis	8,7	7,63	575	0,7	276	72	20	109	39	319	23,75	<0,02	<0,02	<0,02	0,5
Source Ain Soltane	9,6	7,64	1091	0,63	434	72	38	232	80	290	18,04	<0,02	<0,02	<0,02	0,65

Source (A.N.R.HTiaret: 2014).

1.10) Conclusion :

Nous avons collecté dans ce chapitre des différentes informations nécessaires, pour l'alimentation en eau potable de notre agglomération qui représente les premières données de base pour élaboration de notre travail.

D'après l'analyse des données nous remarquons que la région a une topographie difficile (relief excédante), mais une bonne situation hydrogéologie, vue la présence des eaux souterrains. La ville connaît actuellement un développement dans les différents domaines, c'est-à-dire un accroissement dans la population, qui permet de réfléchir sur un système alimentation en eau potable capable pour une durée de vie longue, mais avant il faut définir le système d'alimentation en eau potable actuel afin de satisfaire les besoins en eau potable l'agglomération.

Chapitre -2-

PRESENTATION DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE.

.2.1) Introduction

Le système d'alimentation en eau potable de La commune de Frenda, se trouvant dans le bassin versant de l'oued Mina, traversée par deux cours d'eau l'oued Taht et l'oued Ferdja, s'organise autour du captage du champ de Taht qui alimente la plupart des abonnés au réseau de distribution d'eau. L'alimentation en eau potable de L'agglomération est assurée à partir de 03 forages F₁, F₂, F₃ implantés dans la commune qui donnent environ 60 l/s. Ces forages refoulent l'eau à travers des conduites de diamètres et matériaux différents vers la bache d'accumulation puis vers les ouvrages de stockage. Le forage de Oued fardja donne environ 07 l/s à travers une conduite de diamètre 125mm en PVC ver le château 500m³. En plus des forages, la seule prise d'eau au niveau d'oued fardja renforce l'alimentation de l'agglomération du chef lieu de Frenda, qui donne environ un débit entre 06 à 18 l/s acheminé vers le réservoir de volume 2000 m³ à travers une conduite en Fonte grise de diamètre 200mm. Les d'activités industrielles sont alimentées à partir de leur propre forage.

2.2) Descriptif de la structure d'alimentation en eau potable :

2-2-1) Les ressources en eau :

Des ressources hydriques de la commune de Frenda se composent en deux :

Les eaux souterraines et les eaux de surface.

-Les eaux souterraines localisées dans la vallée de l'oued Taht dont l'évaluation réelle de la potentialité en eau souterraine.

-Des ressources hydriques superficielles qui se trouvent dans le bassin versant de l'oued Mina, traversé par deux cours d'eau l'oued Taht et l'oued Ferdja.

La mobilisation des ressources en eau de la commune de Frenda est faite à partir d'un oued et les nappes souterraines. Pour des eaux superficielles, la commune se dispose actuellement d'une seule prise d'eau au niveau d'oued Ferdja, qui peut donner un débit de 10 l/s en période estivale et 14 l/s en période hivernale. Pour les eaux souterraines, nous distinguons quelques nappes superficielles et profondes à savoir la nappe de Taht avec un champ captant de trois forages dont deux sont exploités à 32,5 l/s et un troisième forage de remplacement qui n'est pas encore exploité. La nappe d'oued Fardja avec un champ captant de forage F₁ de débit 7 l/s, et la nappe de Ain soltain avec un champ captant de deux forages dont F₂ Medrissa de débit 6 l/s et F₂ bis Medrissa non exploité. Les caractéristiques des ressources sont données dans le tableau suivant (voir tableau N °2-1).

Tableau N°2-1 : Les caractéristiques des ressources en eau.

Source	Débit (l/s)	Nombre de jour d'exploitation.	Cote (CTN) m	Observation
F1	17	31	855	Exploité
F2	15	31	854	Exploité
F3	28	31	840	à l'arrêt
F2 bis MEDRISSA	15	31	1139	à l'arrêt
F2 MEDRISSA	6	31	1139	Exploité
F1 OUED FARDJA	7	31	-	Exploité
Captage D'oued Fardja	06 à 18	31	-	Exploité

Source (A.D.E Frenda : 2014).

Les caractéristiques des électropompes sont données dans le tableau 2-2 ci-dessous

Station	La date de mise en service	Type de pompes	Nombre des pompes	Débit	HMT	Puissance	Etat de la pompe
				m ³ /h	m	KW	
Station de pompage TAHT (F1, F2, F3)	2003	G.E.P.H	3	120	144	75	Moyenne
Nouvelle Station de reprise BENKHALIFA	2007	G.E.P.H	3	126	200	110	Moyenne
F2BIS Medrissa	1978	G.E.P.I	1	15	72	100	Moyenne
F2 Medrissa			1	6	43,2	120	Moyenne
Station de pompage d'oued Fardja	1958	G.E.P.H	1	72	103,28	-	Moyenne

Source(A.D.E Frenda : 2014).

2-2-2) Réseau d'adductions :

Le réseau d'adductions se décompose comme suit:

Tableau 2-3 : Description du réseau d'adduction

Départ	Ouvrage	Diamètre (mm)	Type d'adduction	Matériau	Observation	Longueur (m)
Champs captant Taht (F1, F2, F3)	Bâche 250m ³	200 ,100 et 250	Adduction gravitaire	Amiante ciment, Acier noir et Amiante ciment	Moyenne	3714
Station de pompage Taht.	Station de reprise Benkhalifa	300	Refoulement en série	Font ductile, Acier.	Moyenne	4020
Station de reprise Benkhalifa	Réservoirs 2500m ³ et 2*1000m ³	300	Refoulement	Font ductile, Amiante ciment et PEHD.	Moyenne	3016
Forage F ₁ Oued Fardja	château 500m ³ non exploité	125	Adduction en refoulement	PVC	Moyenne	1260
Captage oued fardja	Station de filtration vers Réservoir 2000m ³ Hopital	200	Refoulement	Font grise	Moyenne	1100
Champ captant F ₂ Medrissa	Réservoir 500m ³ Tampon vers station de reprise Ain soltain	200	Adduction gravitaire	Fonte ductile, PEHD	Moyenne	5156
Station reprise Ain soltain	Réservoirs : 1000m ³ ,2000m ³ Zhunet Chateau500m ³	200 ,300 et 150	Refoulement	Fonte ductile, Acier, Fonte ductile	Moyenne	4000

Source (A.D.E Frenda : 2014).

2-2-3) Réseau de distribution :

L'Alimentation en eau potable de la commune de Frenda est assurée par deux réseaux: l'ancien réseau qui représente 25 % du réseau global et qui alimente les quartiers intérieurs. Les conduites sont en général, en PVC et en Amiante ciment. Le reste du nouveau réseau, a été réalisé en 2005 par la subdivision d'hydraulique de Frenda, généralement avec des conduites en PEHD.

Le réseau de distribution actuel de la commune de Frenda pratiquement est maillé. (Voir tableau).

Tableau 2-4 : les caractéristiques du réseau.

Matériau des conduites.	Diamètres (mm).
FONTE	200
PVC	83
P.E.H.D	150

Source (A.D.E Frenda : 2014).

2-2-4) Les ouvrages de stockage:

Il existe 04 réservoirs de stockage.

a) Réservoir R₁ :

Le réservoir R₁ situé au Hai Nasr de capacité 2500m³ en bon état, est alimenté à partir des forages de Taht par la station de reprise Benkhelifa avec une conduite de refoulement en série des diamètres (300,300) mm, en fonte ductile et amiante ciment. Le réservoir R₁ de forme circulaire en béton armé, alimente la zone basse de la ville Frenda qui présente 1/3 de la population. (Voir la Figure 2.1)



Figure 2.1 : Réservoir 2500m³

b) Réservoir R₂ :

Le réservoir Zhun à deux compartiments de capacité 2*1000m³ : un compartiment est alimenté par l'eau des forages Taht, avec une conduite de refoulement en série des diamètres 300 mm en fonte ductile et PEHD. L'autre compartiment est alimenté par l'eau provenant du F₂Medissa avec une conduite de diamètre 300mm en Acier .Le réservoir R₂ alimente la zone haute de la ville Frenda. (Figure1.3)



Figure 2.2 : Réservoir 2*1000m³

c) *Réservoir R₃* :

Ce réservoir de forme circulaire, en béton armé, de capacité 2*1000m³ semi-enterré à deux compartiments, se situe à coté de l'hôpital. C'est un ancien réservoir qui alimente la partie restante de la zone basse principalement le centre ville. Ce réservoir est alimenté uniquement à partir de l'Oued Fardja, avec une conduite de refoulement en Fonte grise de diamètre 200mm. (Figure 2.3)



Figure 2.3 : Réservoir 2*1000m³.

d) *Réservoir R₄* :

Le Réservoir, Route Ain Kermès, de capacité 1000m³, est alimenté par le forage F₂Medrissa, avec une conduite en FD200. Ce réservoir a été réalisé en 2004 pour alimenter les logements de la région, surtout la zone qui connaît une extension. (Figure 2.4).



Figure 2.4 : Réservoir Route A /Kermès.

2-2-5) *Equipement du réseau de l'agglomération.*

Le réseau de notre agglomération est équipé d'accessoires et pièces spéciales suivants :

Vanne de sectionnement, robinet vanne, vidange de fond, poteaux d'incendie, tés à bride, cône de réduction, joint de gibault en fonte, coude, crois à bride, tuyau à 2 brides, conduite à bride en emboîtement, conduite de distribution. (Figure 2.5)



Figure 2.5 : équipement de canalisation d'un Réservoir.

2.3) Conclusion :

Dans ce chapitre concerne la présentation du système d'alimentation en eau potable actuelle de la commune de Frenda, qui nous permet de connaître la situation hydraulique existante, et le fonctionnement de système actuel.

Nous remarquons que la ville de Frenda connaît une manque en potentielles des eaux superficielles, qui nécessite le recours à la mobilisation des eaux souterraines et leur transfert vers les agglomérations. C'est dans ce sens que la direction de l'hydraulique de la wilaya a initié des projets de transfert, afin de permettre d'exploiter les eaux souterraines mobilisées pour répondre à accroissement aux besoins des populations.

L'incertitude sur l'état réel de réseau et son fonctionnement, nous oblige à traiter une partie sur le diagnostique de réseau actuel ce que on va voir dans le chapitre suivant.

Chapitre -3-

DIAGNOSTIC DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE

3.1) Introduction:

Une étude de *diagnostic d'un réseau de distribution d'eau potable* c'est : l'état exhaustif des lieux des installations existantes du système d'alimentation en eau potable, l'identification, la situation et les problèmes actuels du réseau, permettent de connaître le fonctionnement actuel de ce système d'alimentation en eau potable.

Le diagnostic en question concerne les ouvrages suivants :

- Les ressources eaux.
- Les adductions.
- Les ouvrages de stockage.
- Le réseau de distribution.

3.2) Les ressources en eau:

a) *Champ captant de Taht :*

Le champ de captage de Taht comprend trois forages :

F1, F2 et F3 dont les débits sont respectivement 24,5 l/s, 19/s et 30l/s. Les forages F1 et F2 sont exploités actuellement à un débit de 17 l/s et 15 l/s. Le forage de remplacement F3 n'est pas encore exploité par l'ADE qui réclame le bulletin des analyses chimiques. (Voir les Figures 3.1 et 3.2)



Figure 3.1 : Champ captant de Taht.



Figure 3.2 : les forages F₁, F₂, F₃.

Pour assurer une exploitation rationnelle des trois forages de Taht, la direction d'hydraulique de la willaya de Tiaret a réalisé une station de pompage permettant de regrouper les trois forages dans une bache d'accumulation de 250m³ et équipée de trois pompes identiques. (Voir Figure 3.3)



Figure 3.3 : les trois pompes identiques .

b) Forage de Medrissa :

Le champ de captage de Medrissa comprend deux forages :

F₂ bis Medrissa et F₂ Medrissa dont les débits sont respectivement de 15l/s et 6l/s .Les forages F₂ bis Medrissa à l'arrêt et F₂ Medrissa est à exploiter avec un débit 10 l/s. Ce dernier forage connaît un problème de venue de sable.

Un nouveau forage de remplacement a été réalisé à proximité destiné au remplissage des réservoirs de volume 2x1000 m³Zhun et 1000 m³ route Ain kermès.

Une station de reprise d'Ain soltain permet de regrouper les deux forages Medrissa dans une bache d'accumulation de volume 100m³ et équipée de deux pompes immergées pour l'exploitation des forages.



Figure 3.4: Station de reprise de Ain soltain .

c) Oued Ferdja :

Cet oued contient deux points d'eau :

- 1) La prise d'eau d'oued Ferdja débite 10 l/s vers la bache accumulation. Elle est soumise à un traitement primaire avec une filtration naturelle constituant des granulats.
- 2) Le forage d'oued Ferdja donne un débit de 6 l/s (Voir la Figure 3.8), la station de pompage d'oued ferdja regroupe l'eau de oued ferdja et celle du forage de ferdja dans une bache

accumulation de volume 100m³ dotée d'une pompe horizontale. (Voir la Figure 3.6).



Figure 3.5 : Forage d'oued ferdja.

Remarque : Un autre forage a été réalisé donnant un débit de 4 l/s et qui n'est pas encore raccordé à l'ouvrage de stockage. Les deux premiers points d'eau sont destinés au remplissage du réservoir de volume 2x1000 m³, et le troisième qui sera destiné au remplissage des réservoirs de volume 2x1000 m³ Zhun.



Figure 3.6 : Station de pompage d'oued ferdja.

3-2-1) *Production :* La production des ressources est donnée dans le tableau suivant :

Tableau N° 3-1: Production annuelle.

OUVRAGE (M ³)	JANVIER	FÉVRIER	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUILLET	AOÛT	SEPTEMBRE	OCTOBRE	NOVEMBRE	DECEMBRE	TOTAL
F1	42 638	38 621	43 416	41 731	43 416	41 213	34 884	35 748	34 992	36 288	55 647	58 873	507 467
F2	59 220	53 640	60 300	51 005	53 064	50 371	41 861	47 664	46 656	48 384	50 876	50 265	613 306
F3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
F2 bis MEDRISSA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
F2 MEDRISSA	24 797	29 837	28 426	32 054	33 365	31 903	32 861	31 954	30 845	33 163	34 321	32 657	376 183
F1 OUED FARDJA	14 558	13 306	14 731	14 256	14 731	14 256	16 070	16 070	15 552	15 552	14 997	14 041	178 120
CAPTAGE OUED FARDJA	17 539	18 662	18 662	20 736	24 192	28 512	40 176	26 784	25 920	26 784	24 659	25 164	297 790
S/TOTAL	158 752	154 066	165 535	159 782	168 768	166 255	165 852	158 220	153 965	160 171	180 500	181 000	1 972 866

(Source : A.D.E Frenda : 2014).

3.3) Les adductions:

➤ *Adduction à partir des forages de Taht :*

Le débit de ce forage est destiné pour le remplissage des réservoirs de volume 2500 m³ et 2*1000 m³ Intifada, le point de départ de cette adduction est la Station de pompage qui se trouve au champ captant de Taht juste à côté du forage F2 à une cote de 854 NGA.

Le premier tronçon commence de la Station de pompage jusqu'à la nouvelle station de reprise de Sidi m'Hamed benkhelifa sur un linéaire de 3820 ml avec un diamètre de 300 mm en fonte. Le deuxième tronçon commence de la station de benkhelifa jusqu'au réservoir de volume 2500m³ sur un linéaire de 3016 ml avec un diamètre de 300 mm dont 2000 ml en fonte et 1016 ml en amiante ciment classe 30 .

➤ *Adduction à partir du forage de Medrissa :*

Ce transfert est destiné pour le remplissage des réservoirs de volume 2*1000 m³ Zhun et 1000 m³

Le premier tronçon commence du forage de Medrissa qui se trouve dans la région de Medrissa à la cote de 1139 NGA. Jusqu'au réservoir tampon de capacité de 500 m³ qui se trouve à la cote de 1234.65 m sur un linéaire de 7844 ml de diamètre de 200mm dont les longueurs de 2500 ml en fonte et 5344 ml en PEHD.

Le deuxième tronçon commence du réservoir tampon jusqu'à la station de reprise de Ain soltane sur un linéaire de 7908 ml de diamètre 200 dont 2656 ml en PEHD et 5252 en amiante ciment.

Le troisième tronçon commence de la station de reprise de Ain soltane jusqu'aux réservoirs de volume 2*1000 m³ et 1000 m³ sur un linéaire de 4000ml et de diamètre de 300 mm en acier.

➤ *Adduction à partir de la prise et le forage d'oued Ferdja*

Ce transfert est destiné pour le remplissage des réservoirs de volume 2*1000

Le premier tronçon commence de la petite station d'oued Ferdja qui se trouve sur la rive gauche de cet oued jusqu'à la station de filtration sur un linéaire de 1800 ml de diamètre de 300mm en fonte.

Le deuxième tronçon commence de la station de filtration jusqu'au réservoir de volume 2*1000 m³ sur un linéaire de 3000 ml de diamètre de 300mm en fonte.

3.4) les ouvrages de stockage:

La capacité de stockage en eau de la ville de Freneda est de 8000 m³ et, comprend :

- le réservoir de volume 2500 m³ qui alimente 34,53% (clôturé et électrifié).
- le réservoir de volume 2*1000 m³ Hôpital alimente 23,68% (clôturé et électrifié).
- le réservoir de volume 2*1000 m³ Intifada alimente 33,09% (clôturé et électrifié).
- le réservoir de volume 1000 m³ alimente 7,89% (clôturé et non électrifié).
- le réservoir de volume 500 m³ surélevé non exploite.

3.5) La distribution:

La distribution d'eau dans la ville de Freneda se fait par étage avec une fréquence qui varie entre ½ jour et ¼ jour et elle se présente comme suit :

- 1- la partie alimentée à partir du réservoir de volume 2500 m³ 1/4 jour.
- 2- la partie alimentée à partir des réservoirs de volume 2*1000 m³ Intifada 1/4 jour.
- 3- la partie alimentée à partir du réservoir de volume 2*1000 m³ Hôpital 1/2 jour.
- 4- la partie alimentée à partir du réservoir de volume 1000 m³ 1/3 jour.

La distribution annuelle des ouvrages de stockages est donnée dans le tableau suivant (voir le tableau N° 3-2).

Tableau N° 3-2 : Distribution annuelle des ouvrages.

RÉSERVOIR (M ³)	JANVIER	FÉVRIER	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUILLET	AOÛT	SEPTEMBRE	OCTOBRE	NOVEMBRE	DECEMBRE	TOTAL
2500M3 HAI NASR	33 800	28 000	40 300	36 000	37 200	39 000	40 300	43 400	42 000	43 400	44 000	44 000	471 400
2*1000M3 ZUHN	43 400	39 200	46 500	42 000	43 400	42 000	43 400	46 500	45 000	46 500	48 000	48 000	533 900
Château 500 M ³	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2*1000M3 HOPT	34 100	33 600	40 300	39 000	43 400	42 000	46 500	37 200	42 000	43 400	44 000	44 000	489 500
1000M3	10 800	14 000	13 500	15 000	18 600	18 000	21 700	21 700	21 000	18 600	19 500	19 500	211 900
S/TOTAL	122 100	114 800	140 600	132 000	142 600	141 000	151 900	148 800	150 000	151 900	155 500	155 500	1 706 700

(Source : A.D.E Frenda : 2014).

3-5-1) Bilan production –distribution annuelle :

Pour voir que la production restera bien adaptée aux besoins, nous avons analysé le bilan dans le tableau suivant. (Voir tableau N°3-3).

Tableau N°3-3 : Bilan production /distribution annuelle

DÉSIGNATION (M ³)	JANVIER	FÉVRIER	MARS	AVRIL	MAI	JUIN	JUILLET	AOÛT	SEPTEMBRE	OCTOBRE	NOVEMBRE	DECEMBRE	TOTAL
PRODUCTION	158 752	154 066	165 535	159 782	168 768	166 255	165 852	158 220	153 965	160 171	180 500	181 000	1 972 866
DISTRIBUTION	122 100	114 800	140 600	132 000	142 600	141 000	151 900	148 800	150 000	151 900	155 500	155 500	1 706 700
VD/VP %	77	74	85	83	84	85	92	94	97	95	86	86	84
PERTE M3	36652	39266	24935	27782	26168	25255	13952	9420	3965	8271	25000	25500	266166
PERTE %	23	26	15	17	16	15	8	6	3	5	14	14	14

(Source : A.D.E Frenda : 2014).

Nous remarquons d'après les résultats du tableau, le volume total de production est supérieur au volume de distribution, ce qui permet de répondre aux besoins de l'agglomération actuel.

3-5-2) Les fuites:

Le réseau de distribution enregistre des pertes qui sont dues aux fuites. il est obligatoire donc de procéder leur réparation qui est basée sur :

-la Recherche des fuites : il ya deux catégories des fuites, visibles et invisibles. Cette dernière est difficile à détecter.

-la Réparation des fuites : les travaux d'entretien, soit par une soudure de la conduite si celle –ci est en acier, ou bien on utilise des manchons de réparation. Dans le cas où les fuites sont importantes on change carrément le tronçon pour la conduite d'amenée du réservoir jusqu' au réseau de distribution. Les joints sont à refaire. (Voir tableau N°3-4)

Tableau N°3-4 : Etat des fuites constatées et réparées.

ECHELON	FUITES CONSTATEES			FUITES REPARÉES		
	Adduction	Réservoir	Branchement	Adduction	Réservoir	Branchement
FREND A	4	19	56	0	10	46

(Source : A.D.E Frenda : 2014).

3.6) Conclusion:

L'objectif de ce chapitre nous a permis de diagnostiquer le système d'alimentation en eau potable de notre agglomération pour mettre en évidence les insuffisances des ouvrages le constituant ainsi que les anomalies de son dysfonctionnement.

Pour répondre à la demande actuelle et future en eau potable et pour un bon fonctionnement de réseau, nous devons procéder à un dimensionnement technico économique pour satisfaire les besoins en eau de la dite agglomération.

Chapitre -4-

CARACTERISTIQUES DE LA CONSOMMATION EN EAU
POTABLE DE L'AGGLOMERATION.

4.1) Introduction:

Afin de dimensionner le système d'A.E.P de la ville de Frenda, nous allons procéder d'abord à la détermination des caractéristiques de consommation en eau potable de notre agglomération.

Pour l'estimation des besoins il faut fixer d'abord une norme de consommation en eau de chaque consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...).

L'estimation des besoins en eau dépend des facteurs suivants : l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population .elle diffère aussi d'une agglomération à autre.

4.2) Estimation des besoins :

4-2-1) Evaluation de la population :

En 2008 la population de la ville de Frenda a été estimée à 54125habitants, les prévisions seront établies pour l'horizon 2046.

D'ici, nous pouvons avoir une idée approchée sur la population future par application de la relation suivante :

$$P_n = P_0 [1 + \tau]^n \quad (4-1)$$

Avec :

P_n : population future prise à l'horizon de calcul (2046). (hab).

P_0 : population de l'année du dernier recensement (2008).(hab).

τ : taux d'accroissement annuel de la population .

[En générale ce taux est pris égal à 3,2% dans cette région].

n : nombres d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

Dans notre cas : $P_0=54125$ hab.

$$\tau = 3,2 \% .$$

$$n = 38 \text{ ans } [2008 \div 2046]$$

Le tableau suivant présente le nombre d'habitants pour les différents horizons :

Tableau N° 4 -1 : Répartition de la population à l'horizon d'étude

Années	Evaluation de la population [hab]
2008	54125
2046	179154

(Source : A.P.C Frenda : 2014).

Mais actuellement pour le calcul des besoins domestiques futur de la ville de Frenda, la consommation journalière pour chaque habitant à différents horizons est donnée dans le tableau ci-dessous.

TableauN° 4-2: Répartition de la dotation de la ville de Frenda à l'horizon d'étude.

Horizon	Population hab.	Dotation l/j/hab.
2008	54125	150
2046	179154	250

(Source : A.P.C Frenda : 2014).

4-2-2) *Catégories des besoins :*

Vu l'urbanisation, le niveau de vie et le confort que tendent à connaître la ville de Frenda, il est nécessaire de se pencher sur différentes catégories de besoins telle que :

- Les besoins domestiques.
- Les besoins sanitaires.
- Les besoins scolaires.
- Les besoins commerciaux.
- Les besoins socioculturels et sportifs.
- Les besoins publics.
- Les besoins d'arrosages.

4-2-3) *Choix de la norme unitaire de la consommation :*

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.....etc.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation c'est à dire la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usager qui dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population.
- Le nombre d'habitants.
- Le développement urbain de la ville.
- Les ressources existantes.

4-2-4) *Détermination de la consommation moyenne journalière :*

Le calcul des besoins moyens journaliers, est donné par la relation suivant:

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad (4-2)$$

Où :

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en (m³/j).

Dot: dotation moyenne en (l/j/hab).

N: nombre d'habitants.

4-2-5) *Calcul des besoins en eau pour chaque groupe de consommateurs :*

4-2-5-1) *Besoins domestiques :*

Le tableau suivant détermine les besoins domestiques comme suit :

Tableau N°4-3 : Détermination des besoins domestique.

Année	N ^{bre} d'habitant	Dotation moyenne [l/j/hab]	Consommation moyenne Journalière [m ³ /j]
2046	179154	250	44788.5

4-2-5-2) *Besoins sanitaires :*

Le tableau suivant détermine les besoins en eau sanitaire comme suit :

TableauN° 4-4 : détermination des besoins sanitaires.

Nature de l'établissement	Nombre d'unité	Dotation [l/j/ unité]	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
06 Salle de soins	2000 personnes	5	10
03 Centre de santé	2800 personnes	5	14
205 Paramédicaux	144000 personnes	5	720
01 Polyclinique	3450 personnes	5	17.25
01 Hôpital	187 lits	370	69 .19
		Total	830.44

4-2-5-3) Besoins scolaires :

Le tableau ci-dessous nous illustre les besoins en eau scolaires comme suit :

Tableau N°4-5 : Détermination des besoins scolaires.

Nature de l'établissement	Nombre d'unité	Dotation l/j/élève	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
29 Ecoles primaires	7200 élèves	10	72
8 C.E.M	4189 élèves	10	41.89
3 Lycée+Technico (internet+externat)	2488 élèves	20	49.76
Crèches	128 enfants	10	1.28
C.F.P.A	450 stagiaires	20	9
		Total	173.93

4-2-5-4) Besoin commerciaux :

Tableau N°4-6 : Détermination des besoins commerciaux.

Type de besoins	Nombre d'unité	Dotation L/j/unité	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
Souk	587 m ²	6	3.52
Abattoir	322 têtes de bétail	200	64.4
Station de lavage	25 voitures	110	2.75
Restaurant	3 repas	25 l/j/jours	75
		Total	145.67

4-2-5-5) Besoins socioculturels et sportifs :

Tableau N° 4-7 : calcul des besoins socioculturels et sportifs.

Désignation	Unités	Dotation (l/j/unité)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
14 Mosquées	6000 fidèles	5	30
01 Maison de jeunes+02 Bibliothèques.	200 personnes	10	2
Piscine	1000 personnes	30	30
02 Stade de football	30 personnes	25	0.75
Salle de sport	50 personnes	25	1.25
Douche	60 personnes	25	1.5
Hamam	50 personnes	200	10
		Total	75.5

4-2-5-6) Besoins publics :

Le tableau suivant montre les besoins en eau publics.

Tableau N° 4-8 : détermination des besoins publics.

Nature de l'établissement	Unités	Dotation (l/j/unité)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
A.P.C	25 employés	15	0.38
P.T.T	20 employés	15	0.3
Commissariat	50 employés	15	0.75
Daïra	25 employés	15	0.38
Protection civile	35 agents	25	0.88
Gendarmerie	45 agents	15	0.68
Caserne	60 agents	50	3
A.D.E.	15 employés	15	0.23
Subdivision d'hydraulique	20 employés	15	0.3
O.P.G.I	20 employés	15	0.3
3 postes	60 employés	15	0.9
Prison	50 personnes	35	1.75
Sonelgaz	15 employés	15	0.23
Contribution des impôts	15 employés	15	0.23
S.A.A.	15 employés	10	0.15
Casoral.	15 employés	10	0.15
		Total	10.61

4-2-5-7) Besoins d'arrosage :

Tableau N°4-9 : Détermination des besoins d'arrosage.

Nature de l'établissement	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Jardin public	2200	5	11
Rues	10000	5	50
Total			61

4.3) Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale:

Après l'étude détaillée des besoins, dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour alimenter la localité jusqu'à l'horizon.

Tableau N°4-10 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Domestiques	44788,5
Sanitaires	830,44
Scolaires	173,93
Commerciaux	145,67
Socioculturels et sportifs	75,5
Administratifs	10,61
Arrosage	61
Total	46085,65

• *Fuit et gaspillage :*

Les fuites et gaspillage sont inévitables au niveau d'un réseau de distribution même en bon état. Pour satisfaire les besoins d'une agglomération, on doit prendre en considération ces fuites et gaspillage qui sont fonction de l'état du réseau et des habitudes des consommations. Les fuites et gaspillage varient de 10 % à 20% de la consommation moyenne pour un réseau neuf et jusqu'à 40 % pour un réseau vétuste en fonction des dotations choisies pour chaque catégorie de consommation formant l'agglomération.

On considère dans notre projet que les fuites et gaspillage sont estimés de 15 % du débit $Q_{moy,j}$.

Alors que le débit total moyen de consommation est de : $Q_{moy,j(Total)} = (1+0.15)Q_{moy,j}$.

$$Q_{moy,j(Total)} = (1.15)46085,65$$

$$Q_{moy,j(Total)} = 52998,50 \text{ m}^3/\text{j}.$$

4.4) Variation de la consommation journalière :

4-4-1) Coefficient d'irrégularité journalière maximum :

Le coefficient d'irrégularité journalière maximum ($K_{max,j}$) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière à la Consommation moyenne journalière.

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \quad (4-3)$$

Avec : $K_{max,j} \in [1,1-1,3]$

On prend $K_{max,j} = 1,3$

Ce coefficient permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépassera le débit moyen journalier.

4-4-2) Coefficient d'irrégularité minimum journalière :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière

$$K_{\min j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moy}j}} \quad (4-4)$$

Avec : $K_{\min j} \in [0,7 - 0,9]$

Il indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

On prend $K_{\min,j}=0,7$

a)-Consommation maximale journalière :

Le débit maximum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année où la consommation est maximale. Il est donné par la formule :

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moy}j} \cdot K_{\max j} \quad (4-5)$$

$K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalier =1,3.

b)-Consommation minimale journalière :

Le débit minimum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année où la consommation est minimale. Il est donné par la formule :

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moy}j} \cdot K_{\min,j} \quad (4-6)$$

$K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité maximum journalier =0,7.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 4-11 : Calcul de la consommation maximale et minimale journalière

Ville	$Q_{\text{moy}j}$ (m^3/j)	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ (m^3/j)	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)
FRENDA	52998,5	0,7	37098,95	1,3	68898,05

4-4-3) Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max,h}$) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{\max} et β_{\max} ; tel que :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max} \quad (4-7)$$

Avec :

α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,5$.

β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. L'annexe N°1 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Pour notre cas le nombre d'habitants 157807hab. donc $\beta_{\max} = 1,03$, d'où la valeur de $K_{\max,h}$ sera :

$$K_{\max,h} = 1,03 \cdot 1,5 = 1,55 \quad K_{\max,h} = 1,55$$

4-4-4) *Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min,h}$) :*

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min} \quad (4-8)$$

Avec :

α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,4$.

β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. L'annexe N°02 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Donc pour notre cas on prend $\beta_{\min} = 0,7$; d'où la valeur de $K_{\min,h}$ sera :

$$K_{\min,h} = 0,4 \cdot 0,7 = 0,28. \quad K_{\min,h} = 0,28$$

4.5) Détermination des débits horaires :

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

4-5-1) *Débit moyen horaire :*

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = \frac{Q_{\text{max},j}}{24} \quad (m^3 / h) \quad (4-9)$$

Avec : - $Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

- $Q_{\text{max},j}$: débit maximum journalier en m^3/j ou $Q_{\text{max},j} = 68898,05 \quad m^3/j$. Donc : $Q_{\text{moy},h} = 68898,05/24 \quad m^3/h \Rightarrow Q_{\text{moy},h} = 2870,75 \quad m^3/h$.

4-5-2) *Détermination du débit maximum horaire :*

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\text{max},h} = K_{\text{max},h} \cdot Q_{\text{moy},h}$$

Avec : - $Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

- $K_{\text{max},h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

On a donc :

$$Q_{\text{max},h} = 1,55 \cdot 2870,75 = 4449,66 \quad m^3/h$$

$$Q_{\text{max},h} = 4449,66 \quad m^3/h .$$

4-5-3) Détermination du débit minimum horaire :

Elle correspond à l'heure la moins chargée des 24h, cette consommation s'observe pendant les heures creuses. Elle est calculée comme suit :

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} \cdot Q_{\text{moy},h}$$

Avec : - $Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

- $K_{\min,h}$: coefficient d'irrégularité minimale horaire ;

On a donc :

$$Q_{\min,h} = 0,28.2870,75 \Rightarrow Q_{\min,h} = 803,81 \text{ m}^3/\text{h}.$$

4.6) Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants (Voir l'annexe N°3).

Remarque :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. (Voir le tableau N°4-15)

Notre cas se situe dans la colonne de plus de 100000 hab. (Puisque le nombre d'habitants à l'année 2046 sera 179154 hab.), dont la partition est indiquée dans l'annexe N°3.

Tableau N°4-12 : variation des débits horaires de la ville de Frenda.

Heures (h)	Consommation totale $Q_{\max,j}=68898,05 \text{ m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation Cumulée	
	%	M^3/h	%	M^3/h
0-1	3,35	2308,08	3,35	2308,08
1-2	3,25	2239,19	6,6	4547,27
2-3	3,3	2273,64	9,9	6820,91
3-4	3,2	2204,74	13,1	9025,65
4-5	3,25	2239,19	16,35	11264,84
5-6	3,4	2342,53	19,75	13607,37
6-7	3,85	2652,57	23,6	16259,94
7-8	4,45	3065,96	28,05	19325,9
8-9	5,2	3582,70	33,25	22908,6
9-10	5,05	3479,35	38,3	26387,95
10-11	4,85	3341,55	43,15	29729,5
11-12	4,6	3169,31	47,75	32898,81
12-13	4,6	3169,31	52,35	36068,12
13-14	4,55	3134,86	56,9	39202,98
14-15	4,75	3272,66	61,65	42475,64
15-16	4,7	3238,21	66,35	45713,85

Suit de tableau N°4-12 :

16-17	4,65	3203,76	71	48917,61
17-18	4,35	2997,06	75,35	51914,67
18-19	4,4	3031,51	79,75	54946,18
19-20	4,3	2962,62	84,05	57908,8
20-21	4,3	2962,62	88,35	60871,42
21-22	4,2	2893,72	92,55	63765,14
22-23	3,75	2583,68	96,3	66348,82
23-24	3,7	2549,23	100	68898,05
Total	100	68898,05		

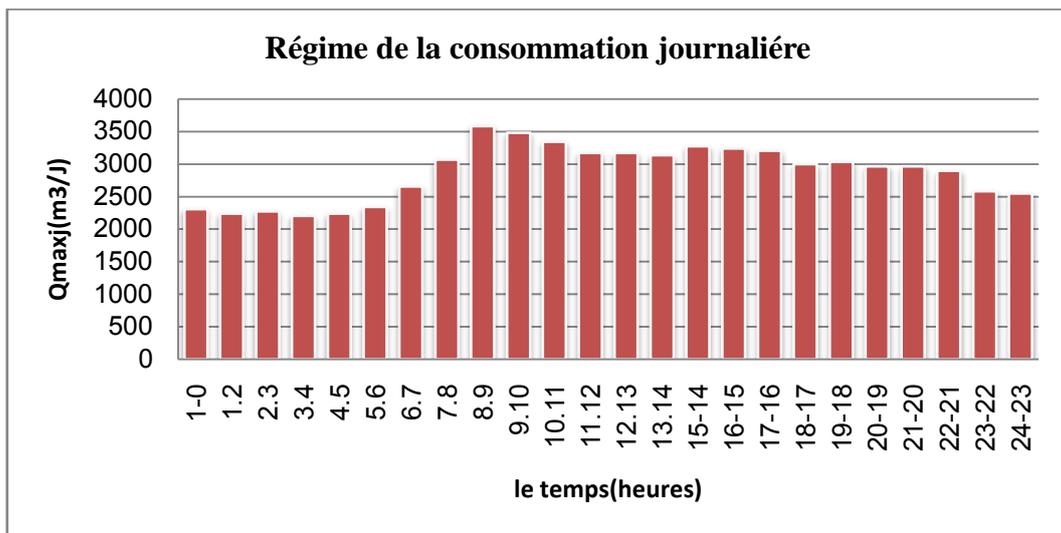


Figure 4.1 : histogramme de consommation journalière

Remarque :

Nous remarquons d'après le tableau ci-dessus que :

Le débit horaire maximum $Q_{\max.h} = 3582,70 \text{ m}^3/\text{h}$.

Le débit horaire minimum $Q_{\min.h} = 2204,74 \text{ m}^3/\text{h}$.

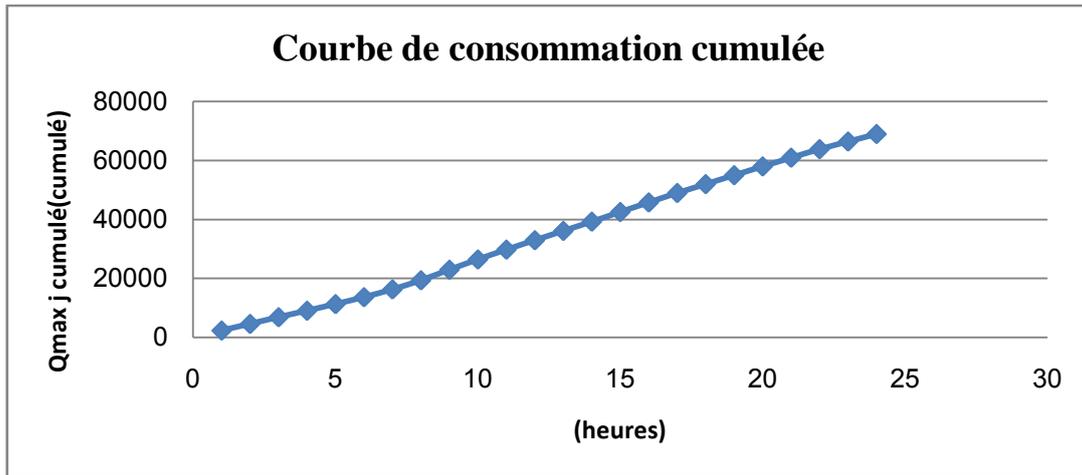


Figure 4.2 : consommation cumulée.

Remarque :

En comparant le débit maximum journalier caractérisant la consommation aux débits fournis par des forges.

On remarque que :

$$Q_{\text{fourni}} = 5443.2 \text{ m}^3/\text{j}.$$

$$Q_{\text{max.j}} = 68898,05 \text{ m}^3/\text{j}. \text{ Alors le déficit} = 63454.85 \text{ m}^3/\text{j} = 734.43 \text{ l/s}.$$

4.7) Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons étudié le régime de consommation de notre agglomération et les différents débits pour le dimensionnement de tous les ouvrages constituant le système d'alimentation en eau potable de la ville.

Par ailleurs, nous remarquons que le débit maximum journalier est nettement supérieur au débit fourni par les forages, alors que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la ville, c'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par l'augmentation de débit fourni.

Chapitre -5-

IMPLANTATION DE NOUVEAUX FORAGES POUR
L'HORIZON 2046

5.1) Introduction :

Dans ce chapitre nous allons identifier les nappes existantes au Chott Chergui qui est situé dans la willaya de Saida le plus près possible du lieu d'utilisation et de stockage de l'eau. Cette identification a pour objectif de combler le déficit déjà connu au chapitre N°4.

En interprétant un certain nombre de mesures sur l'état actuel des captages faits il ya 16ans, L'étude hydrogéologique du Chott Chergui ne donne que des renseignements correspondant à l'état de ces captages lors de leurs création.

Le but de ce chapitre consiste à évaluer le régime des nappes et le nombre de forages pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude.

5.2) Les critères de choix :

Pour tout projet d'implantation de forages, nous devons connaitre les critères géologiques et géophysiques que nous définissons comme suit :

✓ *Critère géologique :*

Parmi toutes les nappes existantes au Chott Chergui, deux nappes seulement sont susceptibles de donner satisfaction dans les zones envisagées. Il s'agit des nappes du Sénonien et de l'aléno-Bathonien.

Une étude approfondie micropaléontologique des échantillons prélevés lors de l'exécution des forages de reconnaissance faites par des études scientifiques a démontré que l'âge de la roche encaissante de la nappe dite sénonienne serait aléno bathonien.

✓ *Formation de terrain :*

D'après la coupe litho stratigraphique de la zone Chott Chergui, cette formation s'établit comme suit :

Tableau N°5-1 : formation géologique du site

Profondeur (m)	terrain
0 -5	Argile brique et croute calcaire du tertiaire continental.
5-99	Calcaire grise et blanc du "Sénonien"
99-299	Alternances de marnes et calcaires du sommet du Bajo-bathonien.
299-418	Dolomies et calcaires dolomitiques de la base du Bajo-Bathonien.
418-438	Dolomies grises à filon nets de gypse du jurassique inférieur.

Source (MRE Alger : 2014)

5.3) Caractères physico-chimiques des eaux souterraines :

Les résultats d'analyse des différentes profondeurs donnent d'après le tableau N°5-1 suivant :

Tableau N°5-2 : caractères physico-chimiques

Profondeur de la nappe	Niveau piézométrique	Teneur en mg par litre							PH	RS en mg/l	Débit (l/s)	Rabattement (m)	T° (C°)
		Ca	Mg	K	Na	CL	SO4	CO3					
30,67	30,67	150	54	6	130	238	340	190	7,7	1096	17	14,30	19,5
60,33	60,33	166	46	5	113	220	380	210	7,2	1082	41	2,32	19,5
80,45	80,45	157	44	5	110	192	320	217	7,3	1021	111	15,70	19,5

Source (MRE Alger :2014)

D'après le tableau ci-dessus nous remarquons que la qualité d'eau est potable.

5.4) Implantation de forages:

Des forages sont nécessaires afin de combler les besoins de la population au futur. Pour déterminer la zone adéquate, nous prenons en compte plusieurs facteurs dont :

- La disponibilité de la ressource et la proximité de la zone.
- La qualité et la quantité.

Afin de délimiter la zone d'implantation nous prenons en considération :

- La disponibilité de la ressource et l'épaisseur du réservoir.
- La profondeur de la nappe et les conditions hydrodynamiques.

5-5) Le choix de variante de l'emplacement:

Notre zone d'étude nous a permis de constater les sites favorables à une implantation de forages ou de champs de captage.

Variante N°1 :

Nous avons constaté que le champ de captage de Frenda ne sera pas utilisé pour notre projet car le débit pouvant être exploité est très faible.

Variante N°2 :

Le champ de captage d'Ain Sekhouna, situé dans la wilaya de Saida, a été exécuté au niveau des nappes de Chott Chergui. L'aquifère captée est située entre les cotes 30 -67m et 99 m. Nous avons obtenu un débit optimum entre (440,68 m³/h- 881,32m³/h). La distance par rapport à la ville de Frenda est de 80 km.

Nombre de forages :

D'après le chapitre N°4(estimation des besoins) nous avons un déficit de 734,43 l/s. le nombre de forages est de :

$$N_f = Q_t/q_f \quad (5-1)$$

Avec : q_f : Le débit que peut produire un seul forage.

Q_t : Le débit que nous devons exploiter (total).

Le nombre de forages est de 03 plus un de secours

Le champ de captage se compose de trois forages en exploitation d'Ain Sekhoua avec un quatrième forage que nous projetons de même débit. Les forages seront exécutés en Rive du Chott Chergui, et devront traverser tout le sénonien soit environ 100 m de profondeur.

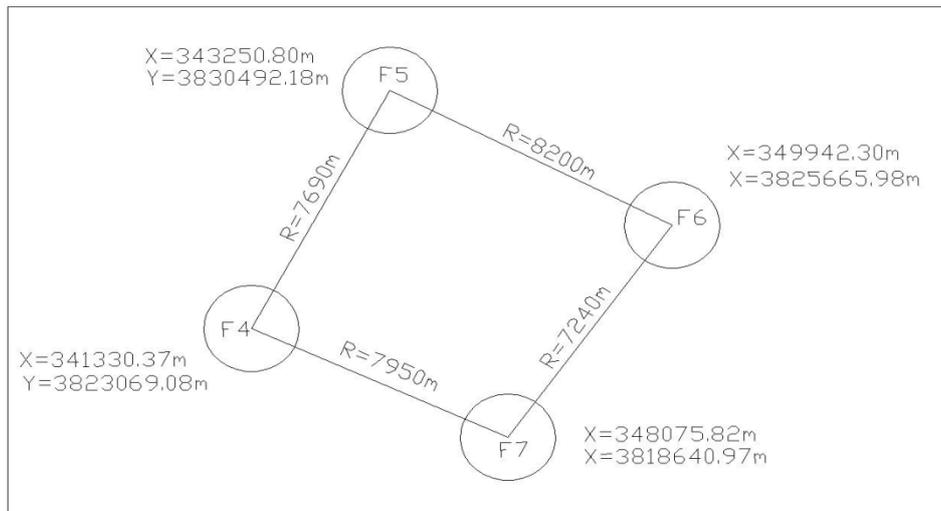


Figure 5.1: Le champ de captage choisi.

5-6) Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons implanté le champ de captage pour assurer les besoins en eau potable de notre agglomération à l'horizon 2046. Le champ de captage se compose de trois forages en exploitation produisant 244,81 l/s chacun avec un quatrième forage que nous projetons de même débit.

D'autre part, nous ne connaissons pas le débit que peut fournir la nappe sénonienne de ce secteur, tout dépendra de ses communications possibles avec la lentille de Sekhouna .il y aura lieu, pour chaque station de pompage, de noter les débits pompés, les temps de pompage et les rabattements correspondants afin de suivre l'évolution du niveau piézométrique de la nappe sénonienne pour ajuster le débit prélevé aux possibilités de l'aquifère.

Chapitre -6-

LES RESERVOIRS DE STOCKAGE

6.1) Introduction :

Les réservoirs d'eau sont des ouvrages hydrauliques nécessaires, servant tout d'abord de réserve d'eau, le rôle des réservoirs est sensiblement changé au cours du temps. Dans notre agglomération, il existe quatre réservoirs de stockage (R1, R2, R3 et R4) à des volumes (2500,2*1000,2*1000 et 1000) m³ avec réservoir R3 semi enterré et trois réservoirs (R1, R2, R3) sur sol. Le but de ce chapitre est de vérifier la capacité de nos réservoirs existants à l'horizon 2046 tenant compte des besoins déterminés pour cet horizon

Les fonctions générales des réservoirs d'eau potable sont multiples :

6.2) Choix du type du réservoir:

- *La position par rapport au terrain naturel*

En pratique, il est préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré, sur sol ou sur tour (château d'eau), pour notre cas les réservoirs existants (R1, R2, R3, et R4) nous avons R3 réservoirs semi enterré et (R1, R2, R4) réservoirs sur sol.

- *la forme :*

La forme des réservoirs peut être circulaire, carrée ou rectangulaire mais généralement de forme circulaire car elle assure une bonne répartition de pression.

Pour notre cas les quatre réservoirs existants (R1, R2, R3 et R4) sont de formes circulaires

- *Matériau de Construction:*

Les matériaux employés dans la construction des réservoirs devront être choisis pour assurer leur parfaite étanchéité conformément avec les conditions de leur mise en œuvre, et ne devront en aucun cas provoquer une altération des qualités de l'eau emmagasinée. A cet effet, des matériaux durables seront choisis pour la construction du réservoir.

Le béton armé présente l'avantage de ne pas être atteint par la rouille, tout en préservant l'eau des variations de température.

Un accès avec un regard en double couverture et une échelle de sécurité sera prévu pour les voiles du réservoir.

Une ventilation convenablement choisie sera aménagée, conçue de façon à éviter l'entrée d'une certaine espèce nuisible (serpent, souris ...etc.).

Toute vanne sera disposée dans la chambre de manœuvre.

6.3) Emplacement du réservoir :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre, car il doit tenir compte des considérations suivantes :

- les réservoirs doivent être à un niveau supérieur et le plus près possible à celui de l'agglomération à alimenter (en limite de l'agglomération). En effet, compte tenu du coefficient de pointe dont on doit affecter le débit horaire moyen de consommation pour déduire la consommation horaire maximale la perte de charge sera généralement plus grande sur la conduite de distribution que sur la conduite d'adduction. Ceci fait que plus le réservoir s'éloigne de l'agglomération, plus la cote du plan d'eau doit être élevée (d'où une énergie de pompage plus grande). Pour notre cas les réservoirs existants sont tous près de notre agglomération à alimenter.

6.4) Détermination de la capacité des réservoirs:

6-4-1) Capacité pratique d'un réservoir :

Pour satisfaire au rôle qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante.

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

6-4-2) Détermination du volume des réservoirs:

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit rentrant des forages et du débit sortant pour les abonnés à tous points du réseau et différentes heures de la journée.

- Le régime de consommation de notre agglomération caractérisée par la courbe de consommation
- Le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir que nous avons fixé à raison de 24 heures d'apport du fait d'un captage divers de la source souterraine.

En conséquence, la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures.

Pour l'estimation de la capacité d'un réservoir à l'horizon 2046, nous devons procéder par l'une de ces méthodes. (La méthode graphique ou analytique).

a- La méthode analytique :

Dans cette méthode nous tenons compte de la courbe de consommation totale qui est déduite à partir des coefficients de variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé. Cette méthode sera utilisée pour notre calcul.

b- La méthode graphique:

Cette méthode tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ, mais ici nous allons construire un graphe dont nous devons déduire le volume du réservoir.

Pour notre projet et pour vérifier la capacité globale des quatre réservoirs existant nous utilisons la méthode analytique. (Voir le Tableau N°6-1).

Les Réservoirs existants sont :

- Le réservoir (R1) de volume 2500 m^3 sur sol de côte de terrain 1101m.
- Le réservoir (R2) de volume $2*1000 \text{ m}^3$ sur sol a deux compartiment de côte de terrain 1129 m.
- Le réservoir (R3) de volume $2*1000 \text{ m}^3$ sur sol semi enterres a deux compartiment de côte de terrain 1129 m.
- Le réservoir (R4) de volume 1000 m^3 sur sol de côte de terrain 1124 m.

Pour notre cas le temps de fonction de la pompe $T_f=21\text{h}$ c- a-d trois heures de repos ou le débit de refoulement $Q_{\text{ref}}=100/21=4,76\%$.

Tableau N° 6-1 : vérification la capacité globale des quatre réservoirs à l'horizon 2046.

Heures	Consommation d'eau en %	Refoulement d'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Résidus
					%
0-1	3,35	0	0	3,35	-3,35
1-2	3,25	0	0	3,25	-6,6
2-3	3,3	0	0	3,3	-9,9
3-4	3,2	4,76	1,56	0	-8,34
4-5	3,25	4,76	1,51	0	-6,83
5-6	3,4	4,76	1,36	0	-5,47
6-7	3,85	4,76	0,91	0	-4,56
7-8	4,45	4,76	0,31	0	-4,25
8-9	5,2	4,76	0	0,44	-4,69
9-10	5,05	4,76	0	0,29	-4,98
10-11	4,85	4,76	0	0,09	-5,07
11-12	4,6	4,76	0,16	0	-4,91
12-13	4,6	4,76	0,16	0	-4,75
13-14	4,55	4,76	0,21	0	-4,54
14-15	4,75	4,76	0,01	0	-4,53
15-16	4,7	4,76	0,06	0	-4,47
16-17	4,65	4,76	0,11	0	-4,36
17.-18	4,35	4,76	0,41	0	-3,95
18-19	4,4	4,76	0,36	0	-3,59
19-20	4,3	4,76	0,46	0	-3,13
20-21	4,3	4,76	0,46	0	-2,67
21-22	4,2	4,76	0,56	0	-2,11
22-23	3,75	4,76	1,01	0	-1,1
23-24	3,7	4,76	1,06	0	-0,04

On déduit la capacité comme suit :

Nous avons : $V_t = V_u + V_i$

V_t : Volume total des réservoirs (m^3).

Q_{maxj} : Le débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{max.j} = 68898,05 m^3/j$.

V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie (m^3), mais puisque on calcul la capacité global des 4 réservoirs le volume incendie sera : $V_{inc} = 4 * 120 \Rightarrow V_{inc} = 480m^3$.

Et on a : $\Rightarrow V_u = \frac{|9,9| + |0,04|}{100} * Q \Rightarrow V_u = 6848,47 m^3$.

Donc $V_t = V_u + V_{in} \Rightarrow V_t = 6848,47 + 480 \Rightarrow V_t = 7328,47 m^3$.

Remarque :

Nous remarquons que Le volume global des quatre réservoirs existant qui égale à $7500 m^3$ est supérieur au volume calculé $V_t = 7328,47 m^3$, alors que la capacité des quatre réservoirs existants est suffisante a l'horizon 2046.

6.5) Construction des réservoirs :

Les matériaux employés dans la construction des réservoirs devront être choisis pour assurer leur parfaite étanchéité concurremment avec les conditions de leur mise en œuvre, et ne devront en aucun cas provoquer une altération des qualités de l'eau emmagasinée. A cet effet, des matériaux durables seront choisis pour la construction du réservoir.

Le béton armé présente l'avantage de ne pas être atteint par la rouille, tout en préservant l'eau des variations de température.

Un accès avec un regard en double couverture et une échelle de sécurité sera prévu pour les voiles du réservoir.

Une ventilation convenablement choisie sera aménagée, conçus de façon à éviter l'entrée d'une certaine espèce nuisible (serpent, souris ...etc.).

Toute vanne sera disposée dans la chambre de manœuvre.

6.6) Equipement du réservoir:

Pour notre cas les réservoirs existants (R1, R2, R3, et R4) ou R3 réservoirs semi enterre et (R1, R2, R4) réservoirs sur sol comprennent les équipements suivants :

a- Conduite d'arrivée :

La conduite d'adduction doit pouvoir s'obstruer quand l'eau atteint son niveau maximum. Pour éviter la perte des eaux nous devons faire une obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire, ou un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir est placée à la partie supérieure pour les réservoirs existants (R1, R2, R3, et R4)

b- Conduite de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20m au-dessus du radier, a fin d'éviter l'introduction dans la canalisation des boues ou des sables, qui pourraient éventuellement se décanter dans la cuve.

c- Conduite du Trop plein :

La conduite du trop-plein est destinée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir quand le robinet flotteur ne fonctionne pas, elle maintient le niveau maximal susceptible d'être atteint dans le réservoir.

Elle comportera au départ un événement et elle débouchera à un exutoire voisin par mesure de précaution sur une éventuelle pollution ou introduction d'insectes ou moustiques, on aménage un joint hydraulique. Constitué par un siphon à l'extrémité de cette conduite.

d- Conduite de Vidange :

La conduite de vidange part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop plein. Elle comporte un robinet vanne.

Le tableau ci-dessous montre les diamètres nominaux des différentes conduites:

Tableau N° 6-2 : les diamètres nominaux des différentes conduites.

Réservoirs	Conduite d'arrivée	conduite de distribution	Conduite du Trop plein	Conduite de Vidange
	mm	mm	mm	mm
R1	315	500	355	400
R2	355	500	280	280
R3	315	500	250	250
R4	200	400	180	180

e- Robinet – flotteur

Le réservoir équipé d'un robinet- flotteur qui obture la conduite d'arrivée lorsque le niveau maximum est atteint, et s'ouvre quand ce niveau est descendu.

6.7) matérialisations de la réserve d'incendie :

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement l'utilisation en service normal et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité.

6.8) Entretien des réservoirs :

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Isolement et vidange de la cuve.
- Elimination des dépôts sur les parois.
- Examen et réparations éventuelles de celle-ci.
- Désinfection à l'aide des produits chlorés.
- Remise en service.

L'entretien au niveau des quatre réservoirs d'eau se fait mais de manière irrégulière.

6.9) Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons effectué le calcul de vérification de capacité de stockage de nos réservoirs existant, et d'après le calcul nous sommes arrivés à déduire que le volume global des quatre réservoirs existant qui égale est supérieur au volume calculé de volume total.

Les réservoirs d'eau existants sont suffisants jusqu'à l'horizon d'étude et sont munis des équipements existants assurant les bonnes conditions hydrauliques.

Chapitre -7-

ADDITION ET STATION DE POMPAGE

7.1) Introduction:

N'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit par pompage, soit gravitaire soit mixte. Et pour ces trois cas nous avons le facteur topographie qui rentre en jeu. Ce dernier nous oblige à placer certains accessoires :

Ventouses aux points hauts du tracé pour l'évacuation de l'air.

Vidanges aux points bas.

Vannes de sectionnement pour éviter la vidange complète de la conduite, donc l'adduction permet d'éviter :

- Des dysfonctionnements (fontaine non alimentée),
- Les dégâts (surpression, dépressions...),
- L'entrée de polluants par fonctionnement.
- L'obstruction de l'adduction par sédimentation ou par bouchon d'air,
- Des coûts exagérés.

En vu de dimensionner cette conduite d'adduction nous prenons en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique.

7.2) Adduction :

7-2-1) Choix du tracé (condition technique) :

Pour le choix du tracé de la conduite de refoulement, il sera tenu compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter

Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes ;

- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible.
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation au cours de la phase de surpression.
- Éviter les forêts, bois et zones marécageuses
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...).

Dans notre projet on a choisi un tracé très long et puisque le relief de notre ville est trop accidenté donc on a trouvé que le profil en long a une dénivellation important.

7-2-2) Choix du type de tuyaux :

Le choix est établi sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre, la pression de service, condition de pose et sur des critères d'ordre économique qui englobent le prix de la fourniture et le transport.

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en PEHD, qui sont le plus avantageux, vu les avantages qu'elles présentent :

- Flexibilité : aptitude à suivre les mouvements du terrain.
- Soudabilité : réseau continu étanche et homogène.
- Longévité : couts d'exploitation réduits.
- Inertie chimique et électrique : pas de corrosion, stabilité du réseau en milieu agressif.
- Excellentes propriétés mécaniques : résistance aux chocs, gel.
- Légèreté et grande longueur : mise en œuvre facile et mécanisable.
- Faible coefficient de rugosité : pertes de charge réduites.- Fiabilité des réseaux : jonctions adaptées à l'application.- Respect de l'environnement : recyclage.

7-2-3) *Schéma hydraulique :*

Le schéma hydraulique qu'on a proposée pour de notre adduction est comme suite :

- Le réservoir R4 de volume 1000 m³ et le réservoir R1 de volume 2500 m³ alimentent le réservoir R 3 de volume 2*1000 m³ au moyen d'une conduite gravitaire des longueurs respectivement 1790 m et 1430 m. .
- Le réservoir R2 de volume 2*1000 m³ alimente le réservoir R1 de volume 1000m³ gravitaire ment sur une longueur de 1260 m.
- Le réservoir R3 de volume 2500m³ alimente par refoulement le réservoir R2 de volume 2*1000 m³ sur une longueur 1104 m.
- Le réservoir R1 de volume 2500m³ alimente par refoulement le réservoir R2 de volume 2*1000 m³ sur une longueur 1254 m.
- Le réservoir R3 de volume 2500m³ alimente par refoulement le réservoir R1 de volume 2*1000 m³ sur une longueur 1084 m.
- L adduction reliant le station de pompage aux réservoirs de stockage (R1, R2, R3etR4) de volume (2500m³, 2*1000m³, 2*1000m³et 1000 m³) respectivement.
- L adduction reliant les forages (F1, F2, F3, F4) à la bache de reprise.

Le schéma hydraulique de notre adduction est représenté dans le figure 7-1 suivant :

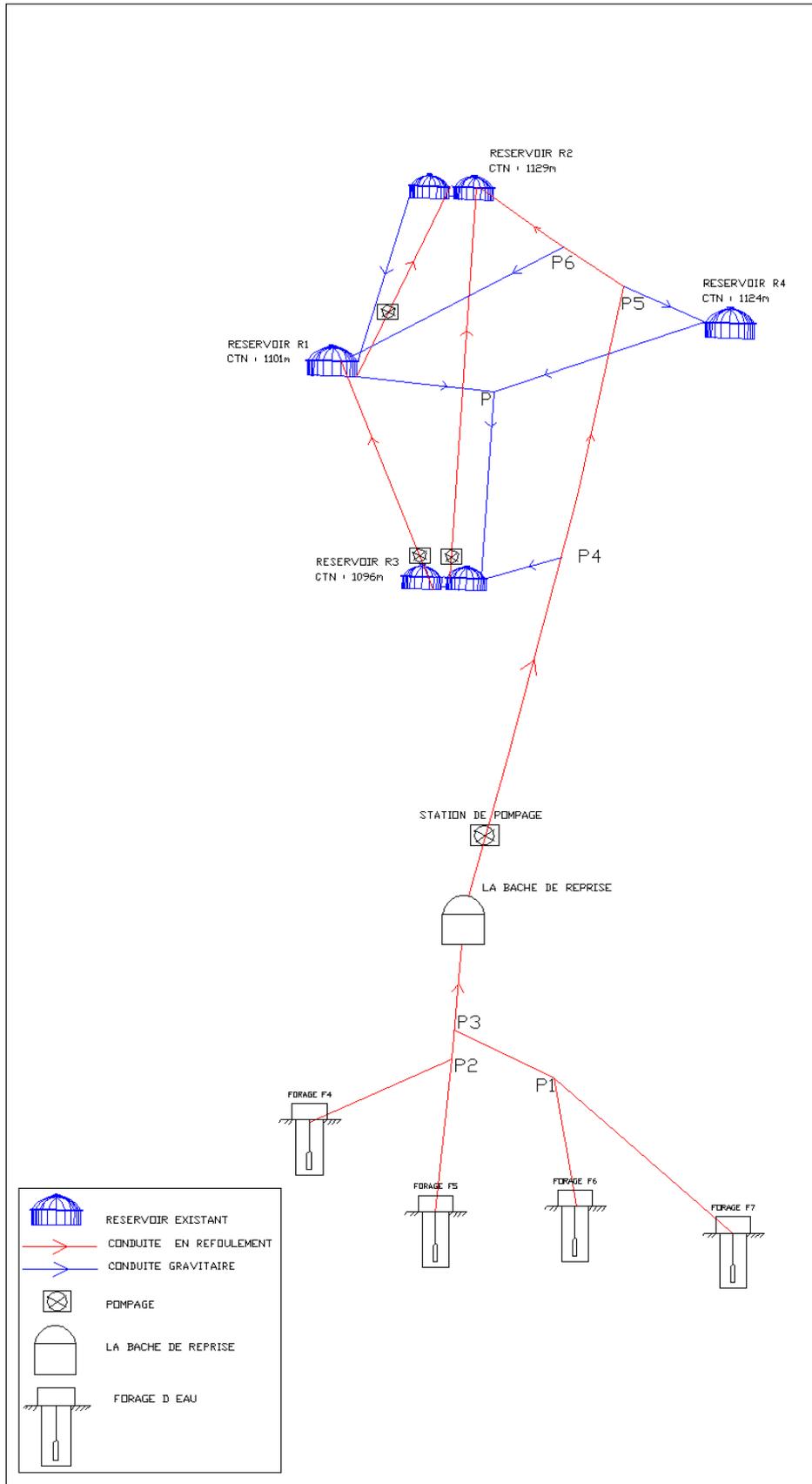


Figure 7.1 : le schéma hydraulique d'adduction .

- Après la proposition du schéma hydraulique de l'adduction nous passons maintenant à la détermination des diamètres des conduites.

7-2-4) *calculs de l'adduction :*

- Adductions gravitaires :

Le dimensionnement des adductions gravitaires doit répondre aux critères suivants :

- ✓ Détermination du diamètre le plus avantageux ;
- ✓ Choix du tracé de la conduite pour avoir la longueur minimale ;
- ✓ Type de tuyau à utiliser ;

- ❖ *Méthode de calcul une conduite gravitaire :*

Quatre paramètres interviennent pour le calcul d'une conduite gravitaire :

- Le Débit.....Q ;
- Le DiamètreD ;
- La Vitesse.....V ;
- Les Pertes de charge..... ΔH =charge disponible.

$$\Delta H = (Cp1-Cp2) = \text{Charge Disponible} \quad (7-1)$$

Ou :

Cp1 et Cp2 représentent respectivement les cotes piézométriques aux points « 1 » et « 2 ».

La perte de charge totale est donnée par la formule de Darcy :

$$\Delta H = \frac{16 * L_{eq} * \lambda * Q^2}{2g * \pi^2 * D^5} \quad (7-2)$$

Avec :

Q : le débit véhiculé dans la conduite gravitaire (l/s).

$L_{eq} = L_g + L_{es}$.

L_{eq} : la longueur équivalente totale (m).

L_{es} : désigne la longueur équivalente due aux pertes de charge singulières (m).

L_g : la longueur géométrique de la conduite gravitaire (m).

g : l'accélération de pesanteur (9,81m/s).

D : diamètre de la conduite gravitaire (mm).

λ : Coefficient de pertes charges linéaire.

π : Constant égale à (3,14).

-nous pouvons déduire donc le diamètre de la conduite gravitaire :

$$D = \sqrt[5]{\frac{8 * \lambda * L_{eq} * Q^2}{g * \pi^2 * \Delta H}} \quad (7-3)$$

Q : le débit véhiculé dans la conduite gravitaire (l/s).

$L_{eq} = L_g + L_{es}$.

L_{eq} : la longueur équivalente totale (m).

L_{es} : désigne la longueur équivalente due aux pertes de charge singulières (m).

L_g : la longueur géométrique de la conduite gravitaire (m).

g : l'accélération de pesanteur (9,81m/s).

D : diamètre de la conduite gravitaire (mm).

λ : Coefficient de pertes charges linéaire.

π : Valeur constant égale à (3,14).

Sachant que l'écoulement est variable suivant le régime et la nature du matériau, donc on utilise la formule suivante :

$$\Delta H = \frac{K' \cdot Q^\beta \cdot L_{eq}}{D^m} \quad (7-4)$$

K' , m , β : Coefficients qui dépendent du type de la tuyauterie et du régime d'écoulement.

Avec :
$$K' = \frac{8\lambda}{g \cdot \pi^2}$$

Q : le débit véhiculé dans la conduite gravitaire (l/s).

$$L_{eq} = L_g + L_{es} .$$

L_{eq} : la longueur équivalente totale (m).

L_{es} : désigne la longueur équivalente due aux pertes de charge singulières (m).

L_g : la longueur géométrique de la conduite gravitaire (m).

D : diamètre de la conduite gravitaire (mm).

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement.

m : Exposant tenant compte du type de matériau.

Donc le diamètre avantageux :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' \cdot L_{eq} \cdot Q^\beta}{\Delta H}} \quad (7-5)$$

Ou :

Q : le débit véhiculé dans la conduite gravitaire (l/s).

$$L_{eq} = L_g + L_{es} .$$

L_{eq} : la longueur équivalente totale (m).

L_{es} : la longueur équivalente due aux pertes de charge singulières (m).

L_g : la longueur géométrique de la conduite gravitaire (m).

D : diamètre de la conduite gravitaire (mm).

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement.

m : Exposant tenant compte du type de matériau.

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4.772$ (conduites en P.E.H.D) voir l'annexe N° 05.

- Détermination des diamètres avantageux des adductions gravitaires :

✓ Les longueurs équivalentes des différents tronçons :

On a $L_{eq} = L_g + L_{es}$.

On prend $L_{eq} = 1,1 \cdot L_g$ (c a d en prend $L_{es} = 10\% L_g$).

- Dimensionnements des conduites d'adduction gravitaire reliant les réservoirs R1, R4 et R3 :

Les longueurs équivalentes des différents tronçons sont présentées dans le tableau N° 7-1 suivant:

Tableau N° 7-1 : Les longueurs équivalentes des tronçons gravitaire :

N° du Tronçon	Point de départ	Point d'arrivée	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
1	Réservoir R4	Point de la jonction « P »	1385	1523.5
2	Point de la jonction « P »	Réservoir R3	405	445.5
3	Réservoir R1	Point de la jonction « P »	1025	1127.5

Les cotes (radier et trop plein) des réservoirs et la cote du terrain naturel du point de jonction sont données dans le tableau N°7-2 suivant:

Tableau N°7-2: les cotes des réservoirs et de point de la jonction « P »:

Point	La cote	
	Cote du radier	cote du trop plein
Réservoir R4	1125	1130
Point de la jonction « P »	CTN=1100	
Réservoir R1	1102	1107
Réservoir R3	1091	1096

✓ Calcul de la charge disponible

Pour calculer la charge disponible nous prenons toujours le point le plus défavorable, dans notre cas le réservoir R3 c'est le point le plus défavorable

D'après la formule 7-1 on a :

$$\Delta H = \Delta H_d = C_{tp} \text{ Réservoir R4} - C_{tp} \text{ Réservoir R3} = \Delta H_d = 1130 - 1096 = 34 \text{ m}$$

✓ Calcul du gradient hydraulique (I):

$$I = \frac{\Delta H_d}{L_{eq}} = \frac{34}{1969} = 0,017 \text{ m/m.}$$

✓ Calcul de la cote piézométrique de point de la jonction « P » :

$$\text{On } \Delta H_i = J * L_{eq,i}$$

$$\Delta H_{R4-P} = 0,017 * 1523,5 = 25,90 \text{ m}$$

Donc la cote piézométrique de point de la jonction « P » :

$$\Delta H_{R4-P} = C_{tp} \text{ Réservoir R4} - C_{\text{point du jonction « P »}} \Rightarrow C_{\text{point du jonction « P »}} = C_{tp} \text{ Réservoir R4} - \Delta H_{R4-P} \Rightarrow C_{\text{point du jonction}} = 1130 - 25,90 \Rightarrow C_{\text{point du jonction}} = 1104,1 \text{ m.}$$

Pour déterminer le diamètre du tronçon (R4-P) on utilise la formule 7-5 suivante :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{\Delta H_{R4-P}}}$$

Avec :

$$\Delta H_{R4-P} = 25,90 \text{ m}$$

$$Q_{R4-P} = 81,93 \text{ l/s.}$$

$$L_{eq} = 1523,5 \text{ m}$$

Donc nous avons :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{\Delta H}} \Rightarrow D = \sqrt[4.772]{\frac{0,001052 * 1523,5 * (81,93 * 0,001)^2}{25,90}} \Rightarrow D = 194,93 \text{ mm.}$$

➤ Normalisation du diamètre de tronçon reliant R4 au point de la jonction « P » :

On a $D_1 = 180 \text{ mm} < D = 194,93 \text{ mm} < D_2 = 200 \text{ mm}$ (D_1 et D_2 sont des diamètres normalisés).

Nous supposons que:
$$\Delta H = \frac{K'*(L - X)*Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K'*X*Q^\beta}{D_2^m} \quad (7-6)$$

Donc nous déterminons la valeur X qui montre jusqu'à quelle longueur sera établi le diamètre D₂ et la longueur (L-X) sera pour le diamètre D₁

On a : ΔH = 25,90 m

Donc nous avons un système de deux équations à deux inconnues

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta H = K * (Q)^2 \left(\frac{L - X}{D_1^m} + \frac{X}{D_2^m} \right) \\ AN : \\ 25.90 = 0,001052 * (81,93 * 0.001)^2 \left[\frac{L - X}{0,180^{4,772}} + \frac{X}{0,200^{4,772}} \right] \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} L=1523,5 \\ \Rightarrow X= 1262,20 \text{ m.} \\ L-X = 261,3 \text{ m.} \end{array}$$

La vitesse d'écoulement est calculée par la formule suivant :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (7-7)$$

Alors la vitesse d'écoulement dans le tronçon R4-P :

$$V_1 = \frac{4 * 0,08193}{\pi * 0,180^2} \Rightarrow V_1 = 3,22 \text{ m/s}$$

$$V_2 = \frac{4 * 0,08193}{\pi * 0,200^2} \Rightarrow V_2 = 2,61 \text{ m/s}$$

Le tronçon reliant le réservoir R₄ au point P est composé de deux conduites en série des diamètres 180 mm et 200 mm de longueurs respectives 261,3 m et 1262,20 m.

✓ Pour déterminer le diamètre du tronçon (P-R₃) on utilise la formule 7-5 suivante :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{\Delta H}}$$

Avec :

$$\Delta H_{P-R_3} = \Delta H_d = C_p(\text{point de la jonction}) - C_{tp} \text{ Réservoir R}_3 \Rightarrow$$

$$\Delta H_{P-R_3} = 1104,1 - 1096 \Rightarrow \Delta H_{P-R_3} = 8,1 \text{ m.}$$

$$Q_{P-R_3} = 257,105 \text{ l/s.}$$

$$L_{eq} = 445,5 \text{ m}$$

Donc nous avons :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{\Delta H}} \Rightarrow D = \sqrt[4,772]{\frac{0,001052 * 445,5 * (257,105 * 0,001)^2}{8,1}} \Rightarrow D = 310,70 \text{ mm.}$$

➤ Normalisation du diamètre de tronçon reliant Le point de jonction « P » au Réservoir R₃:

Nous avons : D₁ = 280 mm < D = 310,70 < D₂ = 315 mm (D₁ et D₂ sont des diamètres normalisés)

Nous supposons la formule 7-6 suivant : $\Delta H = \frac{K'*(L - X)*Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K'*X*Q^\beta}{D_2^m}$

Donc nous déterminons la valeur X qui montre jusqu'à quelle longueur sera établi le diamètre D₂ et la longueur (L-X) sera pour le diamètre D₁

Nous avons : $\Delta H = 8,1$ m

Donc nous avons un système de deux équations à deux inconnues

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta H = K*(Q)^2 \left(\frac{L - X}{D_1^m} + \frac{X}{D_2^m} \right) \\ AN : \\ 8.1 = 0,001052*(257,105*0,001)^2 \left[\frac{L - X}{0,280^{4.772}} + \frac{X}{0,315^{4.772}} \right] \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} L=445,5 \\ \Rightarrow X=411,51 \text{ m} \\ L-X=33,99 \text{ m} \end{array}$$

D'autre part on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} (L - X) = \frac{33,99}{1,1} = 30,9m \\ X = \frac{411,51}{1,1} = 374,1m \end{array} \right.$$

Et la vitesse d'écoulement d'après la formule 7-7 suivant : $V = \frac{4*Q}{\pi*D^2}$

La vitesse d'écoulement dans le tronçon P- R₃:

$$V_1 = \frac{4*0,257105}{\pi*0,280^2} \Rightarrow V_1 = 4,18 \text{ m/s}$$

$$V_2 = \frac{4*0,257105}{\pi*0,315^2} \Rightarrow V_2 = 3,30 \text{ m/s}$$

Le tronçon reliant le réservoir R₃ au point P est composé de deux conduites en série des diamètres 280 mm et 315mm de longueurs équivalentes respectives 33,99 m et 411,51m.

✓ Pour déterminer le diamètre du tronçon (R₁-P) on utilise la formule 7-5 suivante :

$$D = \sqrt[m]{\frac{k * Leq * Q^\beta}{\Delta H}}$$

D'après la formule 7-1 on a :

$$\Delta H_{P-R_3} = \Delta H_d = C_p(\text{point de jonction}) - C_{tp} \text{ Réservoir R1} \Rightarrow$$

$$\Delta H_{P-R_1} = 1107 - 1104,1 \Rightarrow \Delta H_{P-R_3} = 2,9 \text{ m.}$$

Avec :

$$\Delta H_{P-R_1} = 2,9 \text{ m.}$$

$$Q_{P-R_1} = 175,175 \text{ l/s.}$$

$$L_{eq} = 1127,5 \text{ m.}$$

$$\text{Donc nous avons : } D = \sqrt[m]{\frac{K'*Leq*Q^\beta}{\Delta H}} \Rightarrow D = \sqrt[4.772]{\frac{0.001052*1127.5*(175.175*0.001)^2}{2.9}} \Rightarrow D = 398,77 \text{ mm.}$$

➤ Normalisation du diamètre de tronçon reliant Le point de jonction « P » au Réservoir R₁:
 Nous avons D₁= 355 mm < D= 398.77mm<D₂=400 mm (D₁ et D₂ sont des diamètres normalisés)

Nous supposons la formule 7-6 suivant :
$$\Delta H = \frac{K'*(L - X)*Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K'*X*Q^\beta}{D_2^m}$$

Donc nous déterminons la valeur X qui montre jusqu'à quelle longueur sera établi le diamètre D₂ et la longueur (L-X) sera pour le diamètre D₁

Nous avons : ΔH = 2,9 m

Donc nous avons un système de deux équations à deux inconnues

$$\begin{cases} \Delta H = K'*(Q)^2 \left(\frac{L - X}{D_1^m} + \frac{X}{D_2^m} \right) \\ AN : \\ 2,9 = 0,001052*(175,175*0,001)^2 \left[\frac{L - X}{0,355^{4,772}} + \frac{X}{0,400^{4,772}} \right] \end{cases} \begin{matrix} L=1127,5 \text{ m} \\ L-X=10,48 \text{ m} \\ X=1117,02 \text{ m} \end{matrix}$$

D'autre part nous avons :
$$\begin{cases} (L - X) = \frac{10,48}{1,1} = 9,53 \text{ m} \\ X = \frac{1117,02}{1,1} = 1015,47 \text{ m} \end{cases}$$

La vitesse d'écoulement d'après la formule 7-7 suivant :
$$V = \frac{4*Q}{\pi*D^2}$$

Alors la vitesse d'écoulement dans le tronçon P-R₁

$$V_1 = \frac{4*0,175175}{\pi*0,355^2} \Rightarrow V_1 = 1,77 \text{ m/s}$$

$$V_2 = \frac{4*0,175175}{\pi*0,400^2} \Rightarrow V_2 = 1,40 \text{ m/s}$$

Le tronçon reliant le réservoir R₁ au point P est composé de deux conduites en série des diamètres 355 mm et 400mm de longueurs équivalentes respectives 10,48 m et 1117,02 m.

✓ Dimensionnements des conduites d'adduction gravitaire reliant les réservoirs R₂ et R₁ :

Les longueurs équivalentes des différents tronçons sont présentées dans le tableau 7-3 suivant:

Tableau N° 7-3 : Les longueurs équivalentes des tronçons gravitaire :

Tronçon	Débit du tronçon (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
R ₂ -R ₁	215.3075	1260	1386

Les cotes (radier et trop plein) des réservoirs sont données dans le tableau 7-4 suivant:

Tableau N°7-4: les cotes des réservoirs :

Point	La cote	
	Cote du radier	cote du trop plein
Réservoir R2	1125	1130
Réservoir R1	1102	1107

✓ Pour déterminer le diamètre du tronçon (R₂-R₁) nous utilisons la formule 7-5 suivante

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{\Delta H}}$$

D'après la formule 7-1 on a :

$$\Delta H_{P-R3} = \Delta H_d = C_{tp} \text{Réservoir R2} - C_{tp} \text{Réservoir R1} \Rightarrow \Delta H_{P-R3} = 1130 - 1107 \Rightarrow \Delta H_{P-R3} = 23 \text{ m.}$$

Avec

$$Q_{R2-R1} = 215,3075 \text{ l/s.}$$

$$L_{eq} = 1386 \text{ m.}$$

Donc nous avons:

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{\Delta H}} \Rightarrow D = \sqrt[4.772]{\frac{0,001052 * 1386 * (215,3075 * 0,001)^2}{23}} \Rightarrow D = 293,98 \text{ m.}$$

➤ Normalisation du diamètre de tronçon Réservoir R₂ - Réservoir R₁:

Nous avons $D_1 = 280 \text{ mm} < D = 293,98 \text{ mm} < D_2 = 315 \text{ mm}$ (D_1 et D_2 sont des diamètres normalisés)

$$\text{Nous supposons la formule 7-6 suivant : } \Delta H = \frac{K' * (L - X) * Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K' * X * Q^\beta}{D_2^m}$$

Donc nous déterminons la valeur X qui montre jusqu'à quelle longueur sera établi le diamètre D_1 et la longueur (L-X) sera pour le diamètre D_2

Nous avons : $\Delta H = 23 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta H = K * (Q)^2 \left(\frac{L - X}{D_1^m} + \frac{X}{D_2^m} \right) \\ \text{AN :} \\ 23 = 0,001052 * (215,3075 * 0,001)^2 \left[\frac{L - X}{0,280^{4.772}} + \frac{X}{0,315^{4.772}} \right] \end{array} \right. \begin{array}{l} L = 1386 \text{ m} \\ L - X = 683,31 \text{ m} \\ X = 702,69 \text{ m} \end{array}$$

$$\text{D'autre part on a : } \left\{ \begin{array}{l} (L - X) = \frac{683,31}{1,1} = 621,19 \text{ m} \\ X = \frac{702,69}{1,1} = 638,81 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\text{Et la vitesse d'écoulement d'après la formule 7-6 suivant : } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

La vitesse d'écoulement dans le tronçon R1-R2 :

$$V_1 = \frac{4 * 0,2153075}{\pi * 0,280^2} \Rightarrow V_1 = 3.50 \text{ m/s}$$

$$V_2 = \frac{4 * 0,2153075}{\pi * 0,315^2} \Rightarrow V_2 = 2.76 \text{ m/s}$$

Le tronçon reliant le réservoir R₂ au réservoir R₁ est composé de deux conduites des diamètres 280 mm et 315mm de longueurs équivalentes respectives 683, 31 m et 702, 69 m.

➤ Adduction par refoulement :

✓ *Dimensionnement la conduite d'adduction par refoulement reliant les réservoirs R2 et R3:*

Les longueurs équivalentes des différents tronçons sont présentées dans le tableau 7-5 suivant:

Tableau N°7-5 : La longueur équivalente du tronçon :

Tronçon	Point de départ	Point d'arrivée	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
R ₃ – R ₂	Réservoir R ₃	Réservoir R ₂	1104	1269,6

Les cotes (radier et trop plein) des réservoirs sont données dans le tableau 7-6 suivant:

Tableau N°7-6: les cotes des deux réservoirs

Point	La cote	
	Cote du radier	cote du trop plein
R ₃	1091	1096
R ₂	1130	1135

✓ Diamètre économique:

Nous pouvons déterminer approximativement le diamètre de la conduite à l'aide des formules donnant le diamètre économique.

Parmi ces formules, nous prenons celle de BONIN

Ainsi on aura

$$D = \sqrt{Q} (7-8)$$

Où D :Diamètre économique en m ;

Q : Débit transitant dans la conduite en m³/s.

Détermination de diamètre de tronçon : *Réservoir R₃ – Réservoir R₂: on a $Q_{ref}=85,39 \text{ l/s}$*

$$D = \sqrt{0,08539} \Rightarrow D=292,22\text{mm},$$

Donc : $D=292,22\text{mm}$;

Détermination la hauteur géométrique de tronçon *Réservoir R₃ – Réservoir R₂:*

$$H_g = (CTP_{R2} - CTP_{R3}) \Rightarrow H_g = (1129 - 1096)$$

$$H_g = 33\text{m}$$

✓ Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose, Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 20 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A" ;

L'annuité d'amortissement est déterminée par la relation :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i . \quad (7-9)$$

Où :

i : Taux d'annuité (i=8%) ;

n : Nombre d'année d'amortissement (n=30 ans),

$$A = \frac{8\%}{(1+8\%)^{30} - 1} + 8\% = 0,0888$$

Tableau N°7-7 : Frais d'amortissement.

D _{ext} (mm)	Prix au ml. de conduite P _i (DA)	Longueur « L » de conduite (m)	Prix total de la conduite P _{tc i} (DA)	Annuité (DA)
200	111345.18	1104	1.23E+08	1.09 ^E +07
250	172856.89	1104	1.90E+08	1.69E+07
315	195636.85	1104	2.16E+08	1.92E+07
355	199275.36	1104	2.20E+08	1.95E+07
400	281236.13	1104	3.10E+08	2.75E+07
500	397508.76	1104	4.39E+08	3.90E+07

✓ Frais d'exploitation :

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations D₁, D₂, D₃.....D_n. Connaissant la hauteur géométrique (H_g), nous pouvons déterminer les hauteurs manométriques totales (H_{mt}) correspondant à chaque canalisation D₁, D₂.....D_n.

Les pertes de charge sur l'aspiration sont en général négligées. Étant donné que le débit Q de refoulement est le même, Nous pouvons dresser le tableau suivant :

Tableau N°7-8 : calcul des hauteurs manométriques totales (H_{mt})

D _{int} (mm)	Perte de charge total ΔH _t (m)	Longueur équivalente « L eq » de conduite (m)	Gradient « j » de p .d .c	H _{mt} = H _g +ΔH _t (m)
142.1	303.64	1269.6	2.4E-01	336.64
177.6	95.24	1269.6	7.5E-02	128.24
222.1	29.72	1269.6	2.34E-02	62.72
322.8	4.15	1269.6	3.27E-03	37.15
355.3	2.43	1269.6	1.91E-03	35.43
444.2	0.75	1269.6	6 E-04	33.75

Tableau N°7-09 : Consommation en KWh et prix de l'exploitation

D _{int} (mm)	H _{mt} (m)	N= $\frac{gQH_{mt}}{\eta}$ (KW)	KWh annuels N*t*365	Prix du KWh (DA)	Prix de l'énergie (DA)
142.1	336.64	331.76	2.91E+06	4.7	1.37E+07
177.6	128.24	126.38	1.11E+06	4.7	5.22E+06
222.1	62.72	61.81	5.41E+05	4.7	2.54E+06
322.8	37.15	36.61	3.21E+05	4.7	1.51E+06
355.3	35.43	34.92	3.06E+05	4.7	1.44E+06
444.2	33.75	33.26	2.91E+05	4.7	1.37E+06

t : désigne le nombre d'heurs /jour de fonctionnement de la pompe.

Tableau N°7-10 :Bilan des frais des conduites.

D _{int} (mm)	142.1	177.6	222.1	322.8	355.3	444.2
Amortissement (D.A)	1.09E+07	1.69E+07	1.92E+07	1.95E+07	2.75E+07	3.90E+07
Exploitation (D .A)	1.37E+07	5.22E+06	2.54E+06	1.51E+06	1.44E+06	1.37E+06
Totaux (T) (D.A)	2.46E+07	2.21E+07	2.17E+07	2.10E+07	2.89E+07	4.04E+07

➤ D'après le tableau N°7-10 nous trouvons que le diamètre le plus économique est celui qui correspond au total T, le plus faible c- a- d le diamètre D_{int} =322,8 mm qui correspond à D_{ext}=355 mm et la vitesse d'écoulement V=1,10 m/s.

✓ Dimensionnement la conduite d'adduction par refoulement reliant les réservoirs R2 et R1 :

Les longueurs équivalentes des différents tronçons sont présentées dans le tableau 7-11 suivant:

Tableau N°7-11: La longueur équivalente :

Tronçon	Point de départ	Point d'arrivée	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
R ₁ – R ₂	Réservoir R ₁	Réservoir R ₂	1254	1442.1

Les cotes des deux réservoirs Les cotes (radier et trop plein) des réservoirs sont données dans le tableau 7-12 suivant:

Tableau N°7-12: les cotes des deux réservoirs

Point	La cote	
	Cote du radier	cote du trop plein
R ₁	1102	1107
R ₂	1130	1135

✓ Diamètre économique:

On peut déterminer approximativement le diamètre de la conduite à l'aide des formules donnant le diamètre économique.

Parmi ces formules, nous prenons la formule 7-8 de BONNIN

Ainsi on aura :

$$D = \sqrt{Q}$$

Où :

D :Diamètre économique en m ;

Q : Débit transitant dans la conduite en m³/s.

Détermination de diamètre de tronçon : Réservoir R_1 – Réservoir R_2 : on a $Q_{ref}= 127,7125$

$$D = \sqrt{0,1277125} \Rightarrow D=357,37 \text{ mm,}$$

Donc : $D=357,37$ mm;

Détermination la hauteur géométrique de tronçon Réservoir R_1 – Réservoir R_2 :

$$H_g = \text{CtpRéservoir}R_2 - \text{CtpRéservoir}R_1 \Rightarrow$$

$$H_g = 1135 - 1107 \Rightarrow H_g = 28 \text{ m.}$$

✓ *Frais d'amortissement :*

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose, Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 20 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A" ; L'annuité d'amortissement est déterminée par la formule 7-9 :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i .$$

Où :

i : Taux d'annuité ($i=8\%$) ;

n : Nombre d'année d'amortissement ($n=30$ ans),

$$A = \frac{8\%}{(1+8\%)^{30} - 1} + 8\% = 0,0888$$

Tableau N°7-13 : Frais d'amortissement.

D_{ext} (mm)	Prix au ml. de conduite P_i (DA)	Longueur « L » de conduite (m)	Prix total de la conduite P_{tc_i} (DA)	Annuité (DA)
200	126473.60	1254	1.59E+08	1.41E+07
250	196342.88	1254	2.46E+08	2.18E+07
315	276592.38	1254	2.79E+08	3.08E+07
355	300839.12	1254	3.77E+08	3.35E+07
400	303030.30	1254	3.80E+08	3.37E+07
500	376438.34	1254	4.72E+08	4.19E+07

✓ *Frais d'exploitation :*

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations $D_1, D_2, D_3, \dots, D_n$. Connaissant la hauteur géométrique (H_g), nous pouvons déterminer les hauteurs manométriques totales (H_{mt}) correspondant à chaque canalisation D_1, D_2, \dots, D_n .

Les pertes de charge sur l'aspiration sont en général négligées. Étant donné que le débit Q de refoulement est le même, nous pouvons dresser le tableau suivant :

Tableau N°7-14 : calcul des hauteurs manométriques totales (H_{mt})

D_{int} (mm)	Perte de charge total ΔH_i (m)	Longueur équivalent « L » de conduite (m)	Gradient « j » de p .d .c	$H_{mt} = H_g + \Delta H_i$ (m)
142.1	771,51	1442,1	5.35E-01	799.51
177.6	242	1442,1	1.70E-01	270
222.1	75,52	1442,1	5.24E-02	103.52
322.8	10,54	1442,1	7.31E-03	38.54
355.3	6,00	1442,1	4.16E-03	34
444.2	1,85	1442,1	1.28E-03	29.85

Tableau N°7-15 : Consommation en KWh et prix de l'exploitation

D _{int} (mm)	H _{mt} (m)	N= $\frac{gQH_{mt}}{\eta}$ (KW)	KWh annuels N*t*365	Prix du KWh (DA)	Prix de l'énergie (DA)
142.1	799,51	1160	1,02E+07	4,7	4,79E+07
177.6	270	391,73	3,43E+06	4,7	1,61E+07
222.1	103,52	150,2	1,32E+06	4,7	6,20E+06
322.8	38,54	56,81	4,98E+05	4,7	2,34E+06
355.3	34	49 ,33	4,32E+05	4,7	2,03E+06
444.2	29,85	43,31	3,79E+05	4,7	1,78E+06

t : désigne le nombre d'heures /jour de fonctionnement de la pompe.

Tableau N°7-16: Bilan des frais des conduites :

D _{int} (mm)	142.1	177.6	222.1	322.8	355.3	444.2
Amortissement (D.A)	1.41E+07	2.18E+07	3.08E+07	3.35E+07	3.37E+07	4.19E+07
Exploitation (D .A)	4.79E+07	1.61E+07	6.20E+06	2.34E+06	2.03E+06	1.78E+06
Totaux (T) (D.A)	6.2E+07	3.79E+07	3.70E+07	3.58E+07	3.57E+07	4.37E+07

➤ D'après le tableau N°7-16 nous trouvons que le diamètre le plus économique est celui qui correspond au total T, le plus faible c- a- d le diamètre D_{int} =355.3 mm qui correspond à D_{ext}=400 mm et la vitesse d'écoulement V=1.27 m/s.

✓ *Dimensionnement la conduite d'adduction par refoulement reliant les réservoirs R1 et R3:*
Les longueurs équivalentes des différents tronçons sont présentées dans le tableau 7-17 suivant:

Tableau N° 7-17 : La longueur équivalente

Tronçon	Point de départ	Point d'arrivée	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalente (m)
R ₃ – R ₁	Réservoir R ₃	Réservoir R ₁	1084	1246.6

Les cotes des deux réservoirs Les cotes (radier et trop plein) des réservoirs sont données dans le tableau 7-18 suivant:

Tableau N° 7-18 : les cotes des deux réservoirs

Point	La cote	
	Cote du radier	cote du trop plein
R ₁	1102	1107
R ₃	1091	1096

✓ **Diamètre économique:**

Nous pouvons déterminer approximativement le diamètre de la conduite à l'aide des formules donnant le diamètre économique.

Parmi ces formules, nous prenons la formule 7-8 de BONNIN

Ainsi on aura :

$$D = \sqrt{Q}$$

Où :

D :Diamètre économique en m ;

Q : Débit transitant dans la conduite en m³/s.

Détermination de diamètre de tronçon : Réservoir R_1 – Réservoir R_3 : nous avons

$$Q_{ref} = 33,135 \text{ l/s}$$

$$D = \sqrt{0,033135} \Rightarrow D=182 \text{ mm,}$$

Donc : $D=182 \text{ mm}$;

Détermination la hauteur géométrique de tronçon Réservoir R_1 – Réservoir R_3 :

$$H_g = \text{CtpRéservoir}R_1 - \text{CtpRéservoir}R_3 \Rightarrow$$

$$H_g = 1107 - 1096 \Rightarrow H_g = 11 \text{ m.}$$

✓ Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose, Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 20 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A" ; L'annuité d'amortissement est déterminée par la formule 7-9 :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i .$$

Où :

i : Taux d'annuité ($i=8\%$) ;

n : Nombre d'année d'amortissement ($n=30$ ans),

$$A = \frac{8\%}{(1+8\%)^{30} - 1} + 8\% = 0,0888 .$$

Tableau N°7-19 : Frais d'amortissement.

D_{ext} (mm)	Prix au ml. de conduite P_i (DA)	Longueur « L » de conduite (m)	Prix total de la conduite P_{tc_i} (DA)	Annuité (DA)
200	152856.89	1084	1.66E+08	1.47E+07
250	155904.06	1084	1.69E+08	1.50E+07
315	195636.85	1084	2.12E+08	1.88E+07
355	212367.76	1084	2.30E+08	2.04E+07
400	281236.13	1084	3.08E+08	2.74E+07
500	397508.76	1084	4.31E+08	3.83E+07

✓ Frais d'exploitation :

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations $D_1, D_2, D_3, \dots, D_n$. Connaissant la hauteur géométrique (H_g), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (H_{mt}) correspondant à chaque canalisation D_1, D_2, \dots, D_n .

Les pertes de charge sur l'aspiration sont en général négligées. Étant donné que le débit Q de refoulement est le même, on peut dresser le tableau suivant :

Tableau N°7-20 : calcul des hauteurs manométriques totales (H_{mt})

D_{int} (mm)	Perte de charge totale ΔH_t (m)	Longueur équivalente « L » de conduite (m)	Gradient « j » de p .d .c	$H_{mt} = H_g + \Delta H_t$ (m)
142.1	44.89	1246.6	3.6E-02	55.89
177.6	14.08	1246.6	1.13E-02	25.08
222.1	4.39	1246.6	3.52E-03	15.39
322.8	0.61	1246.6	4.89E-04	11.61
355.3	0.36	1246.6	2.89E-04	11.36
444.2	0.11	1246.6	8.82E-05	11.11

Tableau N°7-21: Consommation en KWh et prix de l'exploitation:

D _{int} (mm)	H _{mt} (m)	$N = \frac{gQH_{mt}}{\eta}$ (KW)	KWh annuels N*t*365	Prix du KWh (DA)	Prix de l'énergie (DA)
142.1	55.89	21.37	1.87E+05	4.7	8.79 ^E +05
177.6	25.08	9.59	8.4E+04	4.7	3.95 ^E +05
222.1	15.39	5.89	5.16E+04	4.7	2.43 ^E +05
322.8	11.61	4.44	3.89E+04	4.7	1.83 ^E +05
355.3	11.36	4.34	3.80E+04	4.7	1.79 ^E +05
444.2	11.11	4.25	3.72E+04	4.7	1.75 ^E +05

t : désigne le nombre d'heures /jour de fonctionnement de la pompe.

Tableau N°7-22 : Bilan des frais des conduites

D _{int} (mm)	142.1	177.6	222.1	322.8	355.3	444.2
Amortissement (D.A)	1.47E+07	1.50E+07	1.88E+07	2.04E+07	2.74E+07	3.83E+07
Exploitation (D .A)	8.79E+05	3.95E+05	2.43E+05	1.83 ^E +05	1.79E+05	1.75E+05
Totaux (T) (D.A)	1.56E+07	1.54E+07	1.90E+07	2.06 ^E +07	2.76E+07	3.85E+07

D'après le tableau N°7-22 nous trouvons que le diamètre le plus économique est celui qui correspond au total T, le plus faible c- a- d le diamètre D_{int} =177.6 mm qui correspond à D_{ext}=250 mm et la vitesse d'écoulement V=1.34 m/s.

- ✓ Dimensionnements des conduites d'adduction par refoulement reliant la station de la pompe aux réservoirs de distribution :

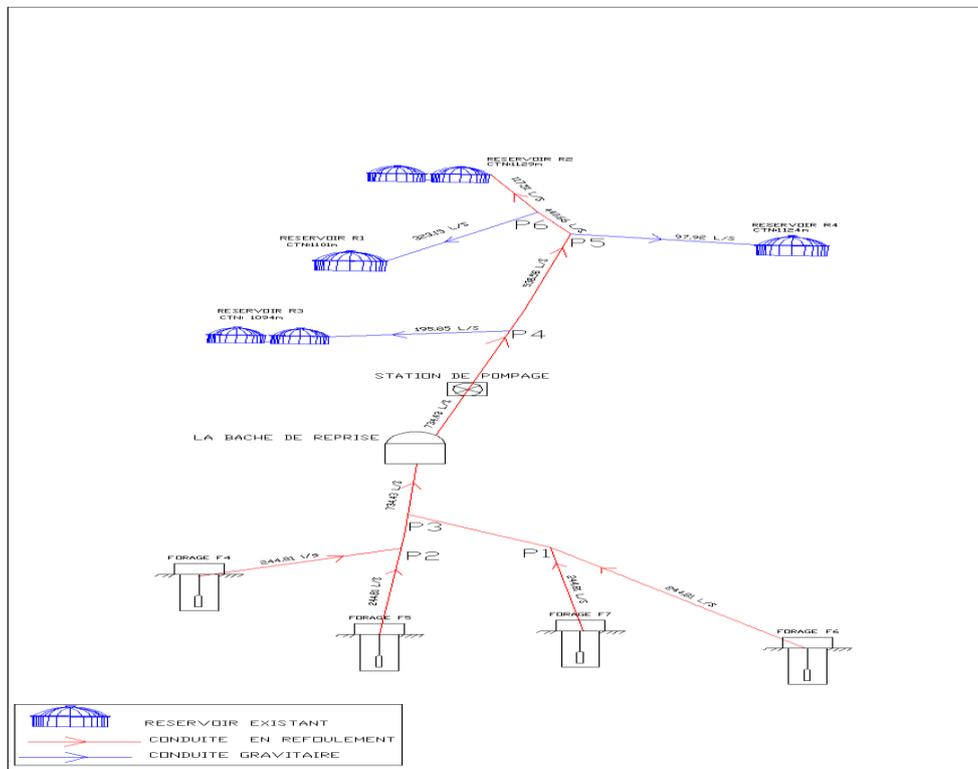


Figure 7.2 : Schéma de l'adduction reliant la station de la pompe aux réservoirs de distribution.

➤ *Détermination des diamètres économiques :*

Les conduites reliant les réservoirs R₁, R₂, R₃, R₄ notre adduction doit être dimensionnée de manière économique. Nous procédons pour le dimensionnement comme suit :

Comme nous pouvons le voir notre adduction est de type ramifié ce qui va nécessiter l'utilisation de la formule 7-10 suivante :

$$D_{ec} = E^{\frac{1}{\alpha+m}} * Q^{\frac{1+\beta}{\alpha+m}} * C_j^{\frac{\beta}{\alpha+m}} \quad (7-10)$$

Avec:

C_j = coefficient exprimant le rapport du débit du tronçon considéré sur le débit à la tête de la conduite
Q = le débit du tronçon considéré.

Le facteur économique, donné par la formule suivante:

$$E = 10 * M * \sigma * \gamma \quad (7-11)$$

Avec :

M: facteur tenant compte des matériaux de la canalisation, les valeurs de M sont tirées de l'annexe N°05:

Pour notre cas nous prenons M=0.13

γ: Coefficient dépendant de l'irrégularité de la consommation et le régime du travail de la station de pompage. Ce coefficient est donné par la formule comme suit :

$$\gamma = \frac{1}{(k_0 * k_j * k_h)^3} \quad (7-12)$$

k₀ : Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau. k₀ = 1,03 à 1,04.

k_j : Coefficient de variation journalière de la consommation. K_j = 1,1 à 1,3.

k_h : Coefficient de variation horaire de la consommation qui dépend de la courbe de consommation pour notre cas nous avons K_h = 1,55.

AN :

$$\gamma = \frac{1}{(1,55 * 1,04 * 1,3)^3} = 0,11$$

σ: Prix du kWh il est de 3,54 DA/kWh,

Alors : E = 10 * M * σ * γ => E = 0.51

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement.

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Ces valeurs sont tirées de l'annexe N°05 :

Dans notre cas nous avons pris : α = 1,95 ; β = 1,77 ; m = 4,774

Ce qui donne :

$$D_{ec} = E^{0,15} * Q^{0,41} * C_j^{0,26} \quad (7-13)$$

✓ Pour le tronçon en refoulement partant du point P6 vers le réservoir R2 on a :

Q_{P6-R2} = 117,51 l/s et Q_{tête} = 734,43 l/s

C_j = C₂ = Q_{P6-R2} / Q_{tête} => C₂ = 117,51/734,43 => C₂ = 0,16 (pour j=2)

Nous obtenons

$$D_{ec} = 0,51^{0,15} * 0,11751^{0,41} * 0,16^{0,26}$$

$$D_{ec} = 233,31 \text{ mm}$$

En utilisant la gamme des diamètres normalisés de PEHD PN 12,5 nous choisirons D_{éc} = 286,4 mm qui nous donne une vitesse de 1,82 m/s. DN = 315 mm.

Nous devons calculer la perte de charge dans ce tronçon pour connaître la cote piézométrique au point P₆.

✓ *La cote piézométrique au point P₆ :*

En tenant compte de la valeur de béta et de m alors la perte de charge ΔH sera donnée par la formule 7-5 :

On a :

L: Longueur de la conduite pour notre cas L=134m

$$\Delta H = \frac{0,001052 * 0,11751^{1,77} * 134}{0,2864^{4,774}}$$

Ce qui nous donnera ΔH = 1,25 m

Comme nous avons des singularités au niveau de cette conduite, la perte de charge totale sera ΔH_t = 1,15ΔH ce qui nous donne ΔH_t = 1,44 m

La cote piézométrique au point P₆ est comme suit :

$$C_p(P_6) = C_{tp(R_2)} + \Delta H_t$$

Avec :

C_{tp(R₂)}: cote du trop plan d'eau au niveau du réservoir R₂ de volume 2*1000 m³. Dans notre cas, elle est de 1135 m. Ce qui nous donnera:

$$C_p(P_6) = C_{tp(R_2)} + \Delta H_t \Rightarrow C_p(P_6) = 1135 + 1,44 \Rightarrow C_p(P_6) = 1136,44 \text{ m.}$$

Connaissant cette valeur nous pourrions déterminer le diamètre de la conduite gravitaire P₆-R₁ :

✓ *la conduite gravitaire P₆-R₁ :*

On a la formule 7-5 suivant :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K Q^\beta L}{\Delta H}}$$

$$\Delta H = C_p(P_6) - C_p(R_1) = 1136,44 - 1107 = 29,44 \text{ m}$$

Alors le diamètre correspondant a cette valeur (on prend m=4,774 et B = 1,77):

$$\Rightarrow D = \sqrt[m]{\frac{K Q^\beta L}{\Delta H}} \Rightarrow D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 0,32315^{1,77} * 1640}{29,44}} \Rightarrow D = 362,17 \text{ mm.}$$

➤ *Normalisation le diamètre du tronçon P₆-R₁:*

Nous avons D₁ = 355 mm < D = 362,17 mm < D₂ = 400 mm (D₁ et D₂ sont des diamètres normalisés)

$$\text{Nous supposons la formule 7-6 suivant: } \Delta H = \frac{K^*(L - X)*Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K^*X*Q^\beta}{D_2^m}$$

Donc nous déterminons la valeur X qui montre jusqu'à quelle longueur sera établi le diamètre D₂ et la longueur (L-X) sera pour le diamètre D₁

Nous avons : ΔH = 29,44 m

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta H = K * (Q)^B \left(\frac{L - X}{D_1^m} + \frac{X}{D_2^m} \right) \\ \text{AN :} \\ 29,44 = 0,001052 * (323,15 * 0,001)^{1,77} \left[\frac{L - X}{0,355^{4,772}} + \frac{X}{0,400^{4,772}} \right] \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} L=1640 \text{ m} \\ L-X=1270,82 \text{ m} \\ X=369,18 \text{ m} \end{array}$$

$$\text{D'autre part on a: } \begin{cases} (L - X) = \frac{1270,82}{1,1} = 1155,29\text{m} \\ X = \frac{369,18}{1,1} = 335,62\text{m} \end{cases}$$

La vitesse d'écoulement d'après la formule 7-7 suivant : $V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$

Les vitesses d'écoulement dans le tronçon P₆ -R₂:

$$V_1 = \frac{4 * 0,32315}{\pi * 0,355^2} \Rightarrow V_1 = 3,26 \text{ m/s}$$

$$V_2 = \frac{4 * 0,32315}{\pi * 0,400^2} \Rightarrow V_2 = 2,57 \text{ m/s}$$

Le tronçon reliant le point P₆ au réservoir R₂ est composé de deux conduites en série des diamètres 355 mm et 400mm de longueurs équivalentes respectives 1270,82 m et 369,18 m.

✓ Pour le tronçon en refoulement partant du point P₅ vers le point P₆ on a :

Le diamètre économique d'après la formule 7-13 :

$$\text{Déc.} = E^{0,15} * Q^{0,41} * C_j^{0,26}$$

On a :

$$Q_{P_5-P_6} = 440,66 \text{ l/s} \quad \text{et} \quad Q_{\text{tête}} = 734,43 \text{ l/s}$$

$$C_j = C_3 = Q_{P_5-P_6} / Q_{\text{tête}} \Rightarrow C_3 = 440,66 / 734,43 \Rightarrow C_3 = 0,60 \quad (\text{pour } j=3)$$

Nous obtenons :

$$\text{Déc.} = 0,51^{0,15} * 0,44066^{0,41} * 0,60^{0,26}$$

$$\text{Déc.} = 565,64 \text{ mm}$$

En utilisant la gamme des diamètres normalisés de PEHD PN 12,5 nous choisirons

$$\text{Déc} = 572,8 \text{ mm qui nous donne une vitesse de } 1,71 \text{ m/s. DN}=630\text{mm.}$$

Nous devons calculer la perte de charge dans ce tronçon pour connaître la cote piézométrique au point P₅.

En tenant compte de la valeur de béta et de m du tableau alors la perte de charge ΔH sera donnée par la formule 7-5 :

$$\Delta H = \frac{K Q^B L}{D^m}$$

B : exposant tenant compte du régime d'écoulement

m: exposant tenant compte du type de matériau

L: Longueur de la conduite pour notre cas L=118m

$$\Delta H = \frac{0,001052 * 0,44066^{1,77} * 118}{0,5728^{4,774}}$$

Ce qui nous donnera $\Delta H = 0,42 \text{ m}$

Comme nous avons des singularités au niveau de cette conduite, la perte de charge totale sera $\Delta H_t = 1.15\Delta H$ ce qui nous donne $\Delta H_t = 0,48 \text{ m}$

La cote piézométrique au point P5 est comme suit :

$$C_p(P5) = C_{tp}(P6) + \Delta Ht$$

Avec :

$C_{tp}(P6)$: cote piézométrique au P6. Dans notre cas, elle est de 1136,44 m. Ce qui nous donnera:

$$C_p(P5) = C_{tp}(P6) + \Delta Ht = 1136,44 + 0,48 = 1136,92 \text{ m.}$$

✓ *La conduite gravitaire P5- R4:*

Connaissant la cote piézométrique de point P5 nous pourrions déterminer le diamètre de la conduite gravitaire reliant le point P5 au réservoir R4 de volume 1000 m³.

On a la formule 7-5 suivant :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K Q^\beta L}{\Delta H}}$$

$$\Delta H = C_p(P5) - C_p(R4) = 1136,92 - 1130 = 6,92 \text{ m}$$

Alors le diamètre correspondant a cette valeur (on prend $m=4,774$ et $B = 1,77$):

$$\Rightarrow D = \sqrt[m]{\frac{K Q^\beta L}{\Delta H}} \Rightarrow D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 0,09792^{1,77} * 2460}{6,92}} \Rightarrow D = 342,93 \text{ mm.}$$

➤ *Normalisation le diamètre du tronçon P5-R4:*

Nous avons $D_1 = 315 \text{ mm} < D = 342,93 \text{ mm} < D_2 = 355 \text{ mm}$ (D_1 et D_2 sont des diamètres normalisés)

$$\text{Nous supposons la formule 7-6 suivant : } \Delta H = \frac{K' * (L - X) * Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K' * X * Q^\beta}{D_2^m}$$

Donc nous déterminons la valeur X qui montre jusqu'à quelle longueur sera établi le diamètre D_2 et la longueur (L-X) sera pour le diamètre D_1

Nous avons : $\Delta H = 8,59 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta H = K * (Q)^B \left(\frac{L - X}{D_1^m} + \frac{X}{D_2^m} \right) \\ AN : \\ 8,59 = 0,001052 * (97,92 * 0,001)^{1,77} \left[\frac{L - X}{0,315^{4,772}} + \frac{X}{0,355^{4,772}} \right] \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} L=2460 \text{ m} \\ L-X=1434,23 \text{ m} \\ X=1025,77 \text{ m} \end{array}$$

$$\text{D'autre part on a: } \left\{ \begin{array}{l} (L - X) = \frac{1434,23}{1,1} = 1303,85 \text{ m} \\ X = \frac{1025,77}{1,1} = 932,52 \text{ m} \end{array} \right.$$

Et la vitesse d'écoulement d'après la formule 7-7 suivant : $V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$

Les vitesses d'écoulement dans le tronçon P5 -R4 :

$$V_1 = \frac{4 * 0,09792}{\pi * 0,315^2} \Rightarrow V_1 = 1,26 \text{ m/s}$$

$$V_2 = \frac{4 * 0,09792}{\pi * 0,355^2} \Rightarrow V_2 = 0,99 \text{ m/s}$$

Le tronçon reliant le point P5 au réservoir R₄ est composé de deux conduites en série de diamètres 315 mm et 355mm de longueurs équivalentes respectives 1434,23 m et 1025,77 m.

✓ *Conduite en refoulement reliant le point P4 au point P5:*

Le diamètre économique d'après la formule 7-13 :

$$\text{Déc.} = E^{0,15} * Q^{0,41} * C_j^{0,26}$$

On a :

$$Q_{P4-P5} = 538,58 \text{ l/s} \text{ et } Q_{\text{tête}} = 734,43 \text{ l/s}$$

$$C_j = C_4 = Q_{P4-P5} / Q_{\text{tête}} \Rightarrow C_4 = 538,58 / 734,43 \Rightarrow C_4 = 0,73 \quad (\text{pour } j=4)$$

Nous obtenons

$$\text{Déc.} = 0,51^{0,15} * 0,53858^{0,41} * 0,73^{0,26}$$

$$\text{Déc.} = 646,27 \text{ mm}$$

En utilisant la gamme des diamètres normalisés de PEHD PN12,5 nous choisirons Déc = 645,5 mm qui nous donne une vitesse de 1,65 m/s. DN=710 mm.

Nous devons calculer la perte de charge dans ce tronçon pour connaître la cote piézométrique au point P₄.

En tenant compte de la valeur de béta et de m du l'annexe N°05 alors la perte de charge ΔH sera donnée par la formule 7-5 :

$$\Delta H = \frac{K Q^\beta L}{D^m}$$

B : exposant tenant compte du régime d'écoulement

m: exposant tenant compte du type de matériau

l: Longueur de la conduite pour notre cas L=2190m

$$\Delta H = \frac{0,001052 * 0,53858^{1,77} * 2190}{0,6455^{4,774}}$$

Ce qui nous donnera ΔH = 6,23 m

Comme nous avons des singularités au niveau de cette conduite, la perte de charge totale sera ΔH_t = 1.15ΔH ce qui nous donne ΔH_t = 7,16 m

✓ La cote piézométrique au point P4:

$$C_p(P4) = C_{tp(P5)} + \Delta H_t$$

Avec :

C_{tp(P5)}: la cote piézométrique de point P5. Dans notre cas, elle est de 1138,59m. Ce qui nous donnera:

$$C_p(P4) = C_{tp(P5)} + \Delta H_t \Rightarrow C_p(P4) = 1138,59 + 7,16 \Rightarrow C_p(P4) = 1145,75 \text{ m.}$$

Connaissant la valeur de C_p(P4) on déterminera les diamètres des conduites gravitaires (P4-R3)

✓ *La conduite gravitaire P4-R3 :*

Connaissant la cote piézométrique de point P4 nous pourrions déterminer le diamètre de la conduite gravitaire reliant le point P4 au réservoir R3 de volume 2*1000 m³.

On a la formule 7-5 suivant :

$$\Rightarrow D = \sqrt[m]{\frac{k Q^\beta L}{\Delta H}} \Rightarrow D = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 0,19585^{1,77} * 2450}{49,75}} \Rightarrow D = 292,97 \text{ mm.}$$

$$\Delta H = cp(P4) - Ctp(R3) \Rightarrow \Delta H = 1145,75 - 1096 = 49,75 \text{ m}$$

➤ Normalisation le diamètre du tronçon P4-R3:

Nous avons $D_1 = 280 \text{ mm} < D = 292,97 \text{ mm} < D_2 = 315 \text{ mm}$ (D_1 et D_2 sont des diamètres normalisés)

Nous supposons la formule 7-6 suivant :
$$\Delta H = \frac{K' * (L - X) * Q^\beta}{D_1^m} + \frac{K' * X * Q^\beta}{D_2^m}$$

Donc nous déterminons la valeur X qui montre jusqu'à quelle longueur sera établi le diamètre D_2 et la longueur (L-X) sera pour le diamètre D_1

Nous avons : $\Delta H = 49,75 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta H = K * (Q)^B \left(\frac{L - X}{D_1^m} + \frac{X}{D_2^m} \right) \\ \text{AN :} \\ 49,75 = 0,001052 * (195,85 * 0,001)^{1,77} \left[\frac{L - X}{0,280^{4,772}} + \frac{X}{0,315^{4,772}} \right] \end{array} \right. \begin{array}{l} L = 2450 \text{ m} \\ L - X = 1284,78 \text{ m} \\ X = 1165,22 \text{ m} \end{array}$$

D'autre part on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} (L - X) = \frac{1284,78}{1,1} = 1167,98 \text{ m} \\ X = \frac{1165,22}{1,1} = 1059,29 \text{ m} \end{array} \right.$$

Et la vitesse d'écoulement d'après la formule 7-7 suivant :
$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

Les vitesses d'écoulement dans le tronçon P4- R3:

$$V_1 = \frac{4 * 0,19585}{\pi * 0,280^2} \Rightarrow V_1 = 3,18 \text{ m/s}$$

$$V_2 = \frac{4 * 0,19585}{\pi * 0,315^2} \Rightarrow V_2 = 2,51 \text{ m/s}$$

Le tronçon reliant le point P4 au réservoir R3 est composé de deux conduites en série de diamètres 280 mm et 315 mm de longueurs équivalentes respectives 1284,78 m et 1059,29 m.

➤ Dimensionnement de la conduite principale (station de pompage- point P4):

✓ Le diamètre économique est déterminé par la formule 7-10 :

$$D_{ec} = E^{\frac{1}{\alpha+m}} * Q^{\frac{1+\beta}{\alpha+m}} * C_j^{\frac{\beta}{\alpha+m}}$$

Mais nous prenons $C_j = 1$

Nous aurons : Déc. = $(0,51)^{0,15} * (0,73443)^{0,41}$ donc Déc. = 796,48 mm.

En utilisant la gamme des diamètres normalisés de PEHD PN10 nous choisirons Déc. = 741,2 mm qui nous donne une vitesse de 1,70 m/s. DN=800mm.

✓ Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT) de la pompe :

Nous avons :

$$HMT = H_g + \sum h_p + h_{exh} \quad (7- 14)$$

Hg : la hauteur géométrique

$\sum h$: La somme des pertes de charge.

H_{exh} : pression à l'intérieur de la conduite pour sécurité varie [1-1.5] m.

Nous prenons H_{exh}=1.1

Hg = Ctp (P4) - Cote de sol de la station de pompage Hg = 1145,75 - 1031 = 114,75m.

$\sum h_p = \sum h_{p \text{ lin}} + \sum h_{p \text{ sing}}$

$\sum h_{p \text{ sing}} = [0.1-0.15] \sum h_{p \text{ lin}}$ on prend $\sum h_{p \text{ sing}} = 0.15 \sum h_{p \text{ lin}}$

Ou : $\sum h_{p \text{ lin}} = \sum h_{p \text{ lin}}^{\text{asp}} + \sum h_{p \text{ lin}}^{\text{ref}}$.

= (1,15 ÷ 1,3) $\sum h_p(\text{ref})^{\text{lin}}$ (pour Q < 3m³/s) et :

Pour L_{ref} = 1000 m, nous avons $\sum h_p(\text{ref})^{\text{lin}} = 4\text{m}$

Notre conduite de refoulement à une longueur de 45500 m.

D'où:

$$h_p(\text{ref})^{\text{lin}} = \frac{45500}{1000} * 4 = 182 \text{ m}$$

$$\sum h_p(\text{ref})^{\text{lin}} = 182 \text{ m} .$$

$$\sum h_{p \text{ lin}} = 1,27 * 182 = 231,14 \text{ m} .$$

$$\sum h_p = \sum h_{p \text{ lin}} + \sum h_{p \text{ sing}} \quad \text{nous prenons} \quad \sum h_{p \text{ sing}} = 0.15 \sum h_{p \text{ lin}}$$

Donc :

$$\sum h_p = 1,15 * \sum h_{p \text{ lin}} \Rightarrow \sum h_p = 1,15 * (231,14) \Rightarrow \sum h_p = 265,81 \text{ m} .$$

$$\text{HMT} = h_g + \sum h_p + h_{\text{exh}}$$

$$\Rightarrow \text{HMT} = 114,75 + 265,81 + 1,2 \Rightarrow \text{HMT} = 381,76 \text{ m} .$$

✓ Détermination de nombre de pompes :

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit max, donc il faudra choisir un nombre de pompes qui assure un débit total égal à ce débit maximum.

Il faut aussi assurer le secours de la station, par une, ou deux pompes de secours, pour les utiliser en cas de panne. Et puisque notre station a un objectif de première catégorie donc on prévoit une seule pompe de secours.

Le nombre des pompes principales repose sur le rendement, la puissance, l'encombrement....

Pour le choix des pompes nous avons deux types de pompe, nous pouvons utiliser, des pompes à axe horizontal monocellulaires.

Les critères à respecter dans le choix sont :

- Nombre minimal de pompes
- Rendement plus important.
- NPSH requis minimum.
- Puissance absorbée minimale
- Le nombre de tours par min plus important

Tableau N°7-23 : choix du nombre et de type de pompes.

Variante	Nombre de pompes	Q(l/s)	HMT(m)	pompe Choix	η	P(KW)	(NPSH) _r (m)	Vitesse (tr/min)
1	1	734,43	381,76	pas de pompe	-	-	-	-
2	2	367,22	381,76	Pas de pompe	-	-	-	-
3	3	244,81	381,76	PMS 125/4A	76,3	250	8,4	2900
4	4	183,61	381,76	PMS100/6A	76	250	5,45	2900
5	5	146,89	381,76	PMS100/7C	77.2	200	3.65	2900

Remarque : Nous remarquons que la variante N°5 à des bonnes caractéristiques donc nous prenons pour l'installation cinq pompes identiques en parallèle à axe horizontal multicellulaires avec une seule pompe de secours.

Les courbes caractéristiques de cette pompe sont représentées comme suit:

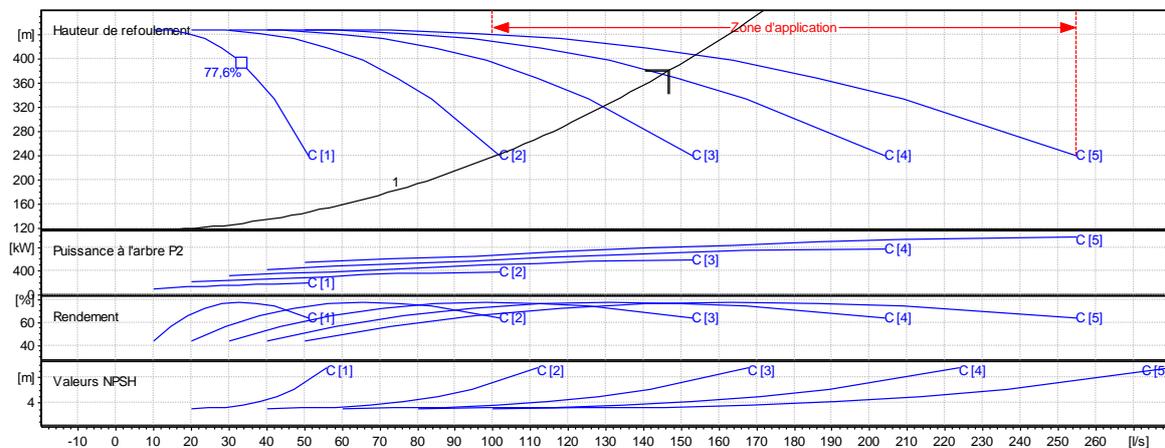


Figure 7.3 : les courbes caractéristiques de la pompe.

➤ Détermination de la courbe caractéristique de la conduite :

Nous devons calculer la perte de charge dans ce tronçon pour connaître la perte de charge ΔH qui sera donnée par la formule 7-2 :

$$\Delta H = \frac{8\lambda L Q^2}{\pi^2 g D^5}$$

Le coefficient de frottement λ est évalué par la formule de Nikuradse :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (7-15)$$

L : Longueur de la conduite, pour notre cas $L_{ref} = 45500$ m

ε/D : rugosité relative, pour notre cas $\varepsilon/D = 0,003$ ou $\varepsilon = 0,0021$

Nous trouvons : $\lambda = 0,026$.

$\Delta H_t = 1.15\Delta H$ ce qui nous donne le tableau suivant :

Tableau N°7-24 : Détermination la hauteur de la conduite Hc.

n	Q(l/s)	5 Q(l/s)	Hg(m)	L _{ref} (m)	Déc. (mm)	DN (mm)	λ	ΔH(m)	ΔHt(m)	Hc (m)
1	0	0	114,75	45500	741,2	800	0.026	0	0	114,75
2	60	300	114,75	45500	741,2	800	0.026	39,33	45,23	159,98
3	160	800	114,75	45500	741,2	800	0,026	279,65	321,60	436,35
4	185	925	114,75	45500	741,2	800	0,026	373,86	429,94	544,69
5	222	1110	114,75	45500	741,2	800	0,026	538,36	619,11	733,86
6	250	1250	114,75	45500	741,2	800	0,026	682,73	785,14	899,89
7	265	1325	114,75	45500	741,2	800	0,026	767,12	882,19	996,94
8	450	2250	114,75	45500	741,2	800	0,026	2212,05	2543,86	2658,61
9	650	3250	114,75	45500	741,2	800	0,026	4615,25	5307,54	5422,29
10	750	3750	114,75	45500	741,2	800	0,026	6144,57	7066,26	7181,01
11	734,43	3672,15	114,75	45500	741,2	800	0,026	5892,10	6775,92	6890,67

➤ Dimensionnement des équipements de la pompe:

a-Choix de nombre de collecteur d'aspiration et leur dimensionnement :

Le nombre de collecteurs d'aspiration est égal au nombre des pompes.

I_{asp}=pente de collecteur d'aspiration >5%

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée.

$$Da = (1,2-1,5) da \quad (7-16)$$

Da: Diamètre de la conduite d'aspiration.

da: Diamètre de la tubulure d'aspiration de la pompe.

d: Distance entre la génératrice inférieure de la conduite et la surface du sol.

d=0,3 pour Da ≤500mm.

d=1m pour Da >500mm.

L_c : longueur de convergent = (3,5-4) (Da-da)

L_{tr}: Longueur du tronçons ≥ 2Da

Nous avons da=150 mm déduit du schéma de la pompe.

De : Diamètre de la tulipe d'aspiration.

De= (1,2-1,5) Da, ce qui nous donne De=300mm.

D: Espacement entre les deux tulipes.

D= (1.5-2) De =0.45 mm.

Da=225 mm. L_c=0,26m. D=0,3m. L_{tr}=0,45m.

b-Choix du nombre de collecteur de refoulement et leur dimensionnement:

Pour le nombre des collecteurs nous avons un seul collecteur dont le diamètre est économique.

L_{tr} ≥ 2 Dr =2.(0,5156)=1,03m

L_d : Longueur du divergent = (3,5-4) (Dr-dr).

dr : Diamètre de la tubulure de refoulement = 125mm.

L_{tr}=1,03m. L_d=1,4m. Dr=515,6 mm.

c-Etude de cavitation:

Pour que la pompe ne Cavite pas elle doit être placée sur une hauteur d'aspiration admissible pour que le NPSH (Net Pressure Section Head) requis soit toujours inférieur au NPSH_d disponible (NPSH_d>NPSH_r).

Nous avons supposé que notre station de pompage fonctionne en charge donc:

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\rho} - \frac{P_v}{\rho} - (-ha^{ad} + \sum hp_{asp} + \frac{v^2}{2g}) = (NPSH)_r + 0,3 \quad (7-17)$$

Ce qui nous donne une hauteur admissible comme suit :

$$ha^{ad} = (NPSH)_r + 0,3 - \frac{P_{at}}{\rho} + \frac{P_v}{\rho} + \sum hp_{asp} + \frac{v^2}{2g} \quad (7-18)$$

Nous avons ces données :

$$(NPSH)_r = 3,65 \text{ m}$$

$\frac{P_{at}}{\rho}$: dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage tiré du tableau N°7-25.

$\frac{P_v}{\rho}$: dépend de la température du liquide pompé tiré du tableau N°7-26.

Tableau N°7-25 : Pression atmosphérique en fonction de la cote.

H(m)	-50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{at}}{\rho}$ (m)	10,86	10,33	10,2	10,06	9,7	8,6	8,4

Tableau N°7-26 : Tension de vapeur en fonction de la température.

T(C°)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\rho}$ (m)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

Nous tirons les valeurs requises suivantes :

-La cote de la station de pompage est à 1091 m alors $\frac{P_{at}}{\rho} = 9,05 \text{ m}$.

-la température ambiante est considéré égale à 19.5 C° donc $\frac{P_v}{\rho}$ (m) = 0,234m.

$\sum hp_{asp} = 56,51 \text{ m}$ et $L_{asp} = 9280$ et $D_{asp} = 835 \text{ mm}$

$V_{asp} = 1,46 \text{ m/s} < 1,5 \text{ m/s}$ c'est une vitesse admissible.

Ce qui nous donne une hauteur admissible comme suit :

$$ha^{ad} = (NPSH)_r + 0,3 - \frac{P_{at}}{\rho} + \frac{P_v}{\rho} + \sum hp_{asp} + \frac{v^2}{2g}$$

Nous avons ces données :

$$(NPSH)_r = 3,65 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\rho} - \frac{P_v}{\rho} - (-ha^{ad} + \sum hp_{asp} + \frac{v^2}{2g}) = (NPSH)_r + 0,3$$

$$\text{Alors : } ha^{ad} = 3,65 + 0,3 - 9,05 + 0,234 + 56,51 + 0,11 = 51,75 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 9,05 - 0,234 - (-51,75 + 56,51 + 0,11) = 3,65 + 0,3 \Rightarrow (NPSH)_d = 3,95 \text{ m}$$

est vérifié.

Alors :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r.$$

Donc nous remarquons que nous avons une installation en charge.

❖ Le niveau minimum du plan d'eau:

$$\nabla_{\min} = C_p - h + h_{inc} \quad (7-19)$$

Avec: C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (1031m).

h : hauteur d'eau dans le réservoir (5 m).

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (0,6m).

$$\nabla_{\min} = 1031-5+0,6=1026,6\text{m}$$

❖ La cote de l'axe de la pompe :

Pour les installations en aspiration :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{\min} - h_{asp}^{adm} + r. \quad (7-20)$$

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (m NGA).

$$\nabla_{axe} = 1026,6-53,55+0,2=973,25\text{m}$$

d- Le moteur électrique:

Les caractéristiques de notre moteur électrique sont comme suit:

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 2950 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 315KW
- Type de moteur 3~

❖ *Dimensionnement du bâtiment:*

Pour le dimensionnement de la station de pompage nous devons prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage.

a-La hauteur du bâtiment :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \quad (7-21)$$

h_5 : Distance vertical $h_5 = h_p + h_{socle} + h_{reserve}$

$h_{reserve} = 0,5$ m.

$h_{socle} = (20 \div 60)$ cm en prend $h_{socle} = 60$ cm.

h_p : Hauteur de la pompe est égale à 781 mm.

Nous obtenons:

$$h_5 = 0,781+0,5+0,6=1,88\text{m}$$

h_6 : Hauteur réservée à l'homme. $h_6 = 2,2$ m.

h_7 : Hauteur de chariot, $h_7 = 0,3$ m.

h_8 : Hauteur profilée, $h_8 = 0,8$ m.

h_9 : Hauteur de sécurité, $h_9 = 0,5$ m.

$$\text{Donc : } H_b = 1,88 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 5,681 \text{ m} \quad H_b = 6\text{m.}$$

b-Dimensions du bâtiment:

❖ Salle des pompes:

-Largeur de la salle des pompes ($L_{salle\ des\ pompes}$):

$$L_{salle\ des\ pompes} = 11+12+13+2s. \quad (7-22)$$

s : Epaisseur du mur qui est égale à 50 cm.

l_1 : Distance entre les deux murs et les premiers organes.

l_2 : Distance entre les tubulures $l_2 > (15-20)$ cm.

l_3 : Longueur des accessoires d'aspiration et de refoulement.

$$l = 0,3 + 0,2 + 3,14 + 2 \times 0,5.$$

$$L_{\text{salle des pompes}} = 4,64 \text{ m.}$$

-Longueur:

Elle est donnée en fonction du paramètre suivant:

$$L_b = n \times L + L_{\text{int}} + L_{\text{pf}} \quad (7-23)$$

Avec :

n : nombre de pompe, $n = 4$ tenant compte de la pompe de secours.

L: longueur de la pompe et celle du moteur.

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{\text{int}} = (0,8-1,2)$ m nous prenons 1 m.

L_{pf} : longueur de la plate forme de montage, $L_{\text{pf}} = 3$ m.

$$L_b = 4 \times 2,128 + 4 + 10 = 22,5 \text{ m.}$$

$$L_b = 22,5 \text{ m.}$$

❖ Les locaux techniques:

-Largeur:

L'armoire de commande, les cellules et le groupe électrogène seront mis ensemble dans la pièce avoisinante.

$$l = l \text{ l'armoire} + l \text{ groupe} + 2s \quad (7-24)$$

$$l = 2,5 + 4 \times 0,71 + 1 = 6,34 \text{ m}$$

$$\text{La largeur totale (l)} = 4,64 + 6,34 = 10,98 \text{ m}$$

$$l = 12 \text{ m.}$$

-Dimensionnement des marches d'escaliers :

Hauteur : 17 cm. Largeur : 30 cm. Pente : 1/1,75.

d-Dimensions des portes :

Porte principale : $3,2 \times 3,2$ m². Porte secondaire : $2,2 \times 2,2$ m².

-Dimensionnement des fenêtres :

Il faut avoir un éclairage de surface de (10 à 15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique. Nous prenons 10%.

$$S \text{ (fenêtres)} = 0,10 \times 21 \times 12 \text{ donc : } S \text{ (fenêtres)} = 25,2 \text{ m}^2.$$

$$\text{Le nombre de fenêtres : } N \text{ (fenêtres)} = \Sigma S \text{ (fenêtres)} / (2 \times 1,4) = 5,36 \text{ donc } 06 \text{ fenêtres.}$$

➤ Dimensionnement des adductions à partir du forage :

Nous avons ce schéma représentatif dans la figure 7.4 suivant :

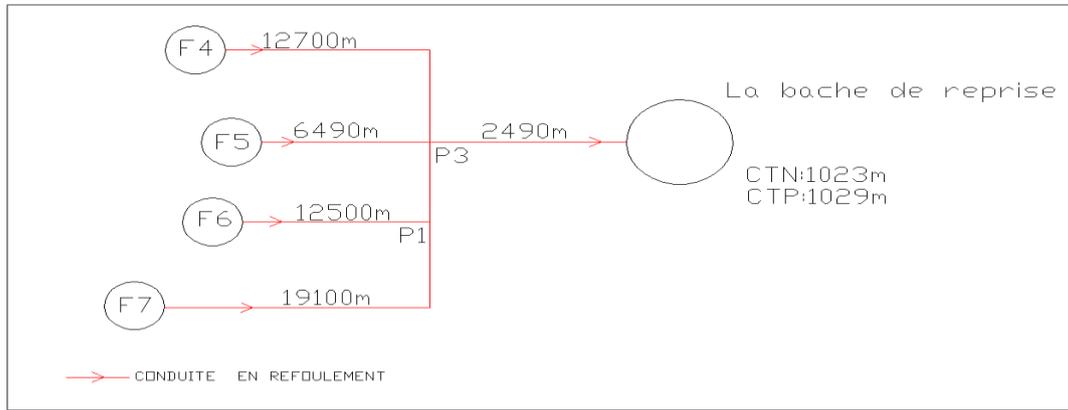


Figure 7.4: Le schéma représentatif des adductions à projeter.

Les tronçons (1) (2) (3) (4) seront dimensionnés par la formule 7-8 de Bonin.

Déc.= \sqrt{Q} le débit est en m³/s

Tableau N°7-27 : Détermination des diamètres

Tronçon	Q (l/s)	D _{éco} (mm)	DN (mm)	ϵ (mm)	L	L(m)	ΔH (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	HMT (m)
(1)	244.81	494.78	500	0.1	0.014	12700	29.69	34.14	51.36	85.5
(2)	244.81	494.78	500	0.1	0.014	6490	15.17	17.45	51.36	68.81
(3)	244.81	494.78	500	0.1	0.014	12500	29.23	33.61	51.36	84.97
(4)	244.81	494.78	500	0.1	0.014	19100	44.66	51.36	51.36	102.72

-Choix des pompes immergées:

Le type de pompe qui puisse satisfaire la demande de nos consommateurs est comme suite:

Pour le tronçon (1) nous avons :

Tableau N°7-28 : Type de pompe immergé de chaque forage.

Forage	HMT (m)	Q (l/s)	Nombre de pompe	Type de pompe	NPSHr (m)	Vitesse tr/min	η %	Pabs (kW)
F4	85.5	244.81	2	E14S55/2C+M10180	11.8	2900	81.3	132
F5	68.81	244.81	1	E18S64/2A+M12320	17.1	2900	76.2	235
F6	84.97	244.81	1	E18S64/3B+M14430	18.2	2900	72.3	315
F7	102.72	244.81	1	E18S64/3A+M14460	17.4	2900	77.1	340

➤ Dimensionnement de la conduite principale:

La conduite principale sera dimensionnée par la formule 7-8 de Bonin.

Déc.= $\sqrt{0.750}$ => Déc = 866 mm. le débit est en m³/s

La Hauteur manométrique (HMT) = Hg + ΔH_t ici ΔH_t représente la perte de charge due à la conduite (1) + celle générée par la conduite principale.

La hauteur géométrique :

$$H_g = C_{pe} - ND \quad (7-25)$$

Avec :

C_{pe} : le niveau de plan d'eau dans la bache de reprise. C_{tp} = 1029m.

ND : le niveau dynamique du forage F5.

✓ Hg = 1029 m - 31 m = 998 m.

$\Delta H_t = 11.14$ m.

$$(HMT) = H_g + \Delta H_t \Rightarrow (HMT) = 998 + 11.14 = 1009,14 \text{ m.}$$

❖ La capacité de la bête de reprise de la station de pompage de stockage :

Pour les stations de pompage nous avons des bêtes de reprise sur laquelle les pompes aspirent le débit à véhiculer. Leur dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge, qui est généralement, estimé à 15 min.

$$\text{Donc :} \quad V_{\text{bête}} = \frac{Q_{\text{maxj}} \times t}{T} \quad (7-26)$$

Q_{maxj} : Débit maximal journalier total véhiculé vers la bête de reprise, dans notre cas il est égal à 63454,85 m³/j.

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t = 0,25 h) ;

T : temps de fonctionnement de la station de pompage, dans notre cas T = 21h.

Ce qui va nous donner un volume de

$$V_{\text{bête}} = \frac{63454,85 \times 0,25}{21} = 755,41 \text{ m}^3$$

Nous disposons d'une bête qui a un volume de 800 m³.

7.3) Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons dimensionné les adductions par refoulement et les pompes qui refouleront les débits importants pour l'alimentation en eau potable de notre ville à l'horizon d'étude.

Notre travail a considéré aussi le critère d'économie dans le projet, donc le diamètre des conduites de refoulement vers les réservoirs d'eau, même pour le choix du nombre et le type des pompes utilisées, pour notre cas on a choisis la variante N°5 c'est cinq pompes identiques en parallèle à axe horizontal multicellulaires avec une seule pompe de secours.

Chapitre -8-

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION.

8.1) Introduction :

L'alimentation en eau potable d'une population se fait par l'utilisation des conduites qui constituent des réseaux. Ces réseaux peuvent être maillés, ramifiés ou combinés ...etc.

Pour notre projet nous choisissons le réseau maillé avec le système d'alimentation en eau potable à réservoir de tête. Les conduites prennent différents diamètres, longueurs et matière de production pour notre cas le réseau projeté sera totalement en PEHD.

Le réseau de distribution peut prendre plusieurs tracés sur le plan de masse, ces tracés seront conçus selon la structure de l'agglomération. Nous allons, dans ce chapitre, procéder à une nouvelle conception et à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel EPANET à l'horizon 2046.

- Généralités sur le logiciel EPANET :

EPANET est un logiciel développé pour la simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau d'un point de vue hydraulique et également d'un point de vue qualité de l'eau.

Ce logiciel est distribué gratuitement par l'E.P.A. depuis le mois de septembre 1993. Depuis, il est largement utilisé dans le monde entier grâce à :

- Ses algorithmes de calcul les plus avancés
- Son interface graphique conviviale et intuitive
- Aux possibilités de relations avec d'autres logiciels d'application
- A l'existence d'une liste d'utilisateurs, lieu de communications et d'échanges.

L'utilisation d'EPANET est très diversifiée, et porte principalement sur

- la régulation des pressions dans le réseau,
- la détection des zones de fonctionnement déficitaire
- le dimensionnement de travaux d'amélioration du réseau ou d'extension
- l'évolution de la qualité de l'eau et l'étude de traitement en différents points du réseau

L'amélioration de la gestion des équipements (marnage des réservoirs.), des coûts (fonctionnement des stations de pompage.), du contrôle des débits d'eau (sectorisation du réseau.), de la gestion de crise (suppression d'une ressource, rupture d'une canalisation maîtresse, introduction de contaminants dans le réseau).

8.2) Les différents types des réseaux d'alimentation en eau potable :

Les différents types des réseaux les plus utilisés pour l'alimentation des villes en eau potable sont les suivants :

- 1-Réseau maillé ;
- 2-Réseau ramifié ;
- 3-Réseau combiné.
- 3-Réseau étagés ;

- *Le réseau maillé :*

Généralement il est utilisé pour la distribution en eau potable des agglomérations de moyenne et de grande importance, il présente une meilleure solution par rapport au réseau ramifié.

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé : une telle boucle s'appelle une maille.

- *Le réseau ramifié :*

Généralement il est utilisé pour la distribution en eau potable les petits quartiers ou dispersion de l'agglomération. Le réseau ramifié est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire un seul cheminement possible.

- *Le réseau combiné :*

C'est un réseau maillé comportant, en cas de besoin, quelques ramifications permettant d'alimenter quelques zones isolées de la ville (zones industrielles ou zones rurales).

- *Le réseau étagé :*

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que cette ville présente des différences de niveau importantes.

8.3) Conception du réseau de distribution :

- *Choix du type de réseau :*

Selon La structure de l'agglomération et la disposition des quartiers dans le plan de masse, nous permettent de choisir le type de réseau adopté pour notre agglomération.

D'après l'analyse du plan de masse, le type de réseau correspond dans notre projet c'est le réseau maillé. (Voir la planche N° 02).

Les avantages et les inconvénients de réseau maillé :

-Les avantages :

- L'alimentation en eau potable en retour est assurée.
- la facilité de trouver les fuites.
- Isoler le tronçon en cas de panne.

- *Le principe du tracé du réseau maillé :*

-Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (débits concentrés soutirés).

- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante.

- Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs.

- Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle.

- ces conduites principales, tracer les conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau.

- Pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

Pour notre projet le réseau projeté sera totalement en PEHD pour les raisons suivantes :

-la disponibilité sur le marché national.

-Sa rugosité minimale.

- Sa résistance aux effets de sol (sols agressifs).

-in corrodable (détérioration chimique de la conduite).

- matériau flexible donc il résistant aux charges extérieures.

-le procède de raccordement (soudage bout à bout) est très solide et ne permet pas l'apparition des zones faibles dans la conduite.

8.4) Calcul des débits du réseau :

Comme on a dit précédemment le système d'alimentation en eau potable a réservoir de tête c'est un système où le réseau d'alimentation en eau potable est alimenté par le ou les réservoirs d'eau c'est-à-dire que la source n'alimente pas directement le réseau de distribution. Ce système est caractérisé par deux cas de fonctionnement le long du jour :

- 1/ Cas de pointe.
- 2/ Cas de pointe + incendie.

- *Le débit en route :*

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau le débit en route est donné par la formule suivante :

$$\text{On a : } Q_p = \sum Q_r + \sum Q_{\text{conc}} \Rightarrow Q_r = \sum Q_p - \sum Q_{\text{conc}} \text{ ou } Q_p = Q_{\text{max.h}}$$

Q_p : débit consommé ou débit de point [l/s].

$\sum Q_r$: La somme des débits routes [l/s].

$\sum Q_{\text{conc}}$: La somme des débits concentrés ou localisés [l/s].

- *Détermination du débit spécifique :*

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins domestiques sont répartis régulièrement sur la longueur du réseau de distribution. Le débit spécifique, fonction du linéaire, se calcule comme suit :

$$q_{sp} = \frac{Q_r}{\sum L_i} \quad [\text{L/s /ml}] \quad (8-1)$$

Avec: Q_r : le débit en route [l/s].

$\sum L_i$: la somme des longueurs de tous les tronçons formant le réseau de distribution (m).

- *Débit en route pour chaque tronçon:*

Le débit en route de chaque tronçon est le débit uniformément réparti sur son parcours, il est donné par la formule suivante :

$$Q_{ri} = Q_{sp} * L_i \quad (\text{l/s}) \quad (8-2)$$

Avec: Q_{ri} : le débit en route du tronçon i [l/s].

Q_{sp} : le débit spécifique [l/s].

L_i : la longueur du tronçon [m].

- *Détermination des débits nodaux :*

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

$$Q_{ni} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{\text{conc}} \quad (8-3)$$

$\sum Q_{ri-k}$: représente la somme des débits de routes des tronçons aboutissant au nœud « i ».

$\sum Q_{\text{conc}}$: la somme des débits concentrés au nœud.

D'après l'histogramme de la consommation journalière (Voir le chapitre 04) le débit de pointe varie entre (8h -9h).

Avec : $Q_{\text{max.h}} = 3582,70 \text{ m}^3 / \text{h} \Rightarrow Q_{\text{max.h}} = 995,19 \text{ l/s}$. (Voir le tableau N°4-15)

On a :

Le tableau suivant nous résume les débits de calcul pour le cas de pointe.

Tableau N°8-1. Détermination des débits de calcul cas de pointe.

Heure de pointe (8 à 12h)	Q_p (l/s)	995,19
	Q_{conc} (l/s)	0
	Q_r (l/s)	995,19
	$\sum_{i=1}^{32} L_i$	20765
	q_{sp} (l/s/m)	$4,79263 \cdot 10^{-2}$

- *Calcul des débits donnés par chaque réservoir (cas de pointe) :*

1. Le débit donné par le réservoir R₁ (Q_{R1}) :

Nous avons la somme des débits aux nœuds pour le cas de pointe :

$$\sum Q_{mi} = 995,19 \text{ l/s.}$$

Le volume total des 4 réservoirs est égal à 7500 m³, et le volume du réservoir (R₁) est égal à 2500 m³

Nous ne déduisons que le débit Q_{R1} qui sera égal :

$$Q_{R1} = (2500 \cdot 995,19) / 7500 = 331,73 \text{ l/s}$$

Donc: $Q_{R1} = 331,73 \text{ l/s.}$

2. Le débit donné par le réservoir R₂ (Q_{R2}) :

De la même façon on calcul le débit donné par le réservoir R₂ :

$$Q_{R2} = (2000 \cdot 995,19) / 7500 = 265,38 \text{ l/s}$$

Donc : $Q_{R2} = 265,38 \text{ l/s}$

3. Le débit donné par le réservoir R₃ (Q_{R3})

$$Q_{R3} = (2000 \cdot 995,19) / 7500 = 265,38 \text{ l/s}$$

Donc : $Q_{R3} = 265,38 \text{ l/s}$

4. Le débit donné par le réservoir R₄ (Q_{R4}).

$$Q_{R4} = (1000 \cdot 995,19) / 7500 = 132,7 \text{ l/s}$$

Donc : $Q_{R4} = 132,7 \text{ l/s}$

8.5) Calcul du réseau de distribution (cas de pointe +Incendie) :

On suppose que l'incendie éclatera pendant la période où la consommation est maximale (pointe), et que le débit d'incendie considère comme débit local ou concentré qui correspond à un débit minimum de 60m³/h équivalent à 17l/s pendant 2 heures. Dans notre cas le débit incendie est donné par le réservoir R₃.

Pour ce cas, nous avons considéré que l'incendie aura lieu au nœud 12.

Le tableau suivant donne le calcul du débit de pointe + incendie :

Tableau N°8-2 : détermination des débits de calcul cas de cas de pointe +incendie.

Heure de pointe (8 à 12h)	Q _{p+inc} (l/s)	995,19
	Q _{conc} (l/s)	17
	Q _i (l/s)	995,19
	$\sum_{i=1}^{32} L_i$	20765
	q _{sp} (l/s/m)	4,79263.10 ⁻²

- Calcul des débits donnés par chaque réservoir pour le cas de Pointe + Incendie :

Donc:

$$Q_{R1} = 331,73 \text{ l/s.}$$

$$Q_{R2} = 265,38 \text{ l/s}$$

$$Q_{R3} = 265,38 + 17 \Rightarrow Q_{R3} = 282,38 \text{ l/s}$$

$$Q_{R4} = 132,70 \text{ l/s.}$$

Le tableau suivant donne le calcul de débit en route pour chaque tronçon.

Tableau N°8-3: calcul le dédit en route pour chaque tronçon.

Tronçon	Longueur(m)	$Q_{spésifique}(l/s/ml)$	$Q_r(l/s)$
1-2	290	$4,79263.10^{-2}$	13,90
2-3	855		40,98
3-4	20		0,96
4-5	790		37,86
5-6	950		45,53
6-7	800		38,34
7-8	690		33,07
8-9	900		43,13
9-10	795		38,10
10-11	450		21,57
11-12	605		29,00
12-13	775		37,14
13-14	865		41,46
14-15	185		8,87
15-16	880		42,17
16-17	650		31,15
17-18	490		23,48
18-19	455		21,81
18-13	165		7,91
19-20	635		30,43
20-21	780		37,38
21-22	680		32,59
22-23	785		37,62
23-16	900		43,13
3-24	350		16,77
24-25	870		41,70
25-26	605		29,00
26-27	860		41,22
4-21	465	22,29	
2-5	735	35,23	

Suit le tableau N°8-3 :

1-6	880		42,17
22-27	610		29,23
ΣL	20765		$\Sigma=995,19$

Les tableaux suivants donnent le calcul des débits de chaque tronçon (cas de pointe et cas de pointe + incendie).

- Les Débits nodaux :
 - Cas de pointe :

Tableau N°8-4: calcul les débits nodaux en cas de pointe.

N° Nœud	Tronçon	Longueur	Q_r	$Q_{\text{Noduel}} = \frac{\Sigma Q_r}{2}$	$Q_{\text{concentré}}$	$Q_{\text{Noduel total}} = \frac{\Sigma Q_r}{2} + Q_{\text{concentré}}$
		(m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
1	1-2	290	13,90	28,035	0	28,035
	1-6	880	42,17			
2	2-3	855	40,98	45,055	0	45,055
	2-1	290	13,90			
	2-5	735	35,23			
3	3-4	20	0,96	29,355	0	29,355
	3-2	855	40,98			
	3-24	350	16,77			
4	4-5	790	37,86	30,555	0	30,555
	4-3	20	0,96			
	4-21	465	22,29			
5	5-6	950	45,53	59,31	0	59,31
	5-4	790	37,86			
	5-2	735	35,23			
6	6-7	800	38,34	63,02	0	63,02
	6-5	950	45,53			
	6-1	880	42,17			
7	7-8	690	33,07	35,705	0	35,705
	7-6	800	38,34			
8	8-9	900	43,13	38,1	0	38,1
	8-7	690	33,07			
9	9-10	795	38,10	40,615	0	40,615
	9-8	900	43,13			
10	10-11	450	21,57	29,835	0	29,835
	10-9	795	38,10			
11	11-12	605	29,00	25,285	0	25,285
	11-10	450	21,57			
	12-13	775	37,14			
12	12-11	605	29,00	33,07	0	33,07
	13-12	775	37,14			

Suit le tableau N°8-4 :

	13-18	165	7,91			
14	14-15	185	8,87	25,165	0	25,165
	14-13	865	41,46			
15	15-16	880	42,17	25,52	0	25,52
	15-14	185	8,87			
16	16-17	650	31,15	58,225	0	58,225
	16-23	900	43,13			
	16-15	880	42,17			
17	17-18	490	23,48	27,315	0	27,315
	17-16	650	31,15			
18	18-19	455	21,81	26,6	0	26,6
	18-17	490	23,48			
	18-13	165	7,91			
19	19-20	635	30,43	26,12	0	26,12
	19-18	455	21,81			
20	20-21	780	37,38	33,905	0	33,905
	20-19	635	30,43			
21	21-22	680	32,59	46,13	0	46,13
	21-4	465	22,29			
	21-20	780	37,38			
22	22-23	785	37,62	49,72	0	49,72
	22-27	610	29,23			
	22-21	680	32,59			
23	23-22	785	37,62	40,375	0	40,375
	23-16	900	43,13			
24	24-25	870	41,70	29,235	0	29,235
	24-3	350	16,77			
25	25-26	605	29,00	35,35	0	35,35
	25-24	870	41,70			
26	26-27	860	41,22	35, 11	0	35, 11
	26-25	605	29,00			
27	27-26	860	41,22	35,225	0	35,225
	27-22	610	29,23			
						$\Sigma = 995,19 \text{ l/s}$

➤ Cas de pointe + incendie :

Tableau N° 8-5 :Calcul les débits nodaux en cas de pointe +incendie.

N° Nœud	Tronçon	Longueur	Q_r	$Q_{\text{Noduel}} = \sum Q_r / 2$	$Q_{\text{concentr}} \epsilon$	$Q_{\text{Noduel total}} = \sum Q_r / 2 + Q_{\text{concentré}}$
		(m)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(l/s)
1	1-2	290	13,90	28,035	0	28,035
	1-6	880	42,17			
2	2-3	855	40,98	45,055	0	45,055
	2-1	290	13,90			
	2-5	735	35,23			

Suit le tableau N°8-5 :

3	3-4	20	0,96	29,355	0	29,355
	3-2	855	40,98			
	3-24	350	16,77			
4	4-5	790	37,86	30,555	0	30,555
	4-3	20	0,96			
	4-21	465	22,29			
5	5-6	950	45,53	59,31	0	59,31
	5-4	790	37,86			
	5-2	735	35,23			
6	6-7	800	38,34	63,02	0	63,02
	6-5	950	45,53			
	6-1	880	42,17			
7	7-8	690	33,07	35,705	0	35,705
	7-6	800	38,34			
8	8-9	900	43,13	38,1	0	38,1
	8-7	690	33,07			
9	9-10	795	38,10	40,615	0	40,615
	9-8	900	43,13			
10	10-11	450	21,57	29,835	0	29,835
	10-9	795	38,10			
11	11-12	605	29,00	25,285	0	25,285
	11-10	450	21,57			
12	12-13	775	37,14	33,07	17	50,07
	12-11	605	29,00			
13	13-14	865	41,46	43,255	0	43,255
	13-18	165	37,14			
	13-12	775	7,91			
14	14-15	185	8,87	25,165	0	25,165
	14-13	865	41,46			
15	15-16	880	42,17	25,52	0	25,52
	15-14	185	8,87			
16	16-17	650	31,15	58,225	0	58,225
	16-23	900	43,13			
	16-15	880	42,17			
17	17-18	490	23,48	27,315	0	27,315
	17-16	650	31,15			
18	18-19	455	21,81	26,6	0	26,6
	18-13	165	23,48			
	18-17	490	7,91			
19	19-20	635	30,43	26,12	0	26,12
	19-18	455	21,81			
20	20-21	780	37,38	33,905	0	33,905
	20-19	635	30,43			
21	21-22	680	32,59	46,13	0	46,13
	21-4	465	22,29			
	21-20	780	37,38			

Suit le tableau N°8-5 :

22	22-27	610	29,23	30,91	0	30,91
	22-21	680	32,59			
23	23-22	785	37,62	40,375	0	40,375
	23-16	900	43,13			
24	24-25	870	41,70	29,235	0	29,235
	24-3	350	16,77			
25	25-26	605	29,00	35,35	0	35,35
	25-24	870	41,70			
26	26-27	860	41,22	35, 11	0	35, 11
	26-25	605	29,00			
27	27-26	860	41,22	35,225	0	35,225
	27-22	610	29,23			
						$\Sigma = 995,19$ l/s

✓ Détermination des diamètres avantageux et des vitesses :

Connaissant le débit arbitraire nous pouvons déterminer les diamètres avantageux. Pour ce fait nous devons utiliser la table d'ABRAMOV se trouvant à l'annexe n° 4 ensuite on calcule les vitesses en cas de pointe et pointe plus incendie.

Le tableau suivant donne le calcul des diamètres et les vitesses pour chaque tronçon

Tableau N°8-6. : Détermination des diamètres avantageux du réseau :

N°	Tronçon	Q _(pointe) (l/s)	Q _(pointe +incendie) (l/s)	Q (Max) (l/s)	D _{ext} (PEHD) (mm)	D _{int} (PEHD) (mm)	Vitesse	
							Pointe (m/s)	Pointe + Incendie (m/s)
01	R ₁ -1	331,73	331,73	331,73	500	444,2	2,14	2,14
02	1-2	151,85	151,85	151,85	400	355,3	1,53	1,53
03	2-3	53,40	53,40	53,40	250	222,1	1,38	1,39
04	24-3	118,07	118,07	118,07	400	355,3	1,19	1,19
05	3-4	142,12	142,12	142,12	400	355,3	1,43	1,45
06	22-21	8,83	8,83	8,83	110	97,7	0,91	1,25
07	19-20	119,63	128,13	128,13	400	355,3	1,35	1,35
08	20-21	85,73	94,225	94,225	315	279,8	1,35	1,37
09	21-4	48,43	56,925	56,925	250	222,1	1,09	1,16
10	4-5	160,00	168,49	168,49	400	355,3	1,57	1,62
11	R ₂ -24	265,38	265,38	265,38	500	444,2	1,71	1,71
12	5-6	154,09	162,58	162,58	400	355,3	1,41	1,47
13	6-7	242,92	251,41	251,41	500	444,2	1,21	1,26
14	7-8	207,22	215,705	215,705	400	355,3	1,61	1,69
15	8-9	169,12	177,605	177,605	400	355,3	1,30	1,39

Suit le tableau N°8-6 :

16	9-10	128,50	136,99	136,99	400	355,3	1,28	1,40
17	23-16	46,16	46,16	46,16	250	222,1	1,32	1,34
18	10-11	98,66	107,155	107,155	400	355,3	1,32	1,49
19	11-12	73,38	81,87	81,87	315	279,8	0,96	1,14
20	12-13	40,31	31,8	40,31	200	177,6	1,11	0,98
21	13-14	43,56	39,31	43,56	250	222,1	1,37	1,28
22	14-15	18,40	14,14	18,40	160	142,1	1,01	0,87
23	15-16	7,12	11,38	11,38	125	111	0,97	1,24
24	1-6	151,85	151,85	151,85	400	355,3	1,28	1,29
25	R ₃ -19	265.38	282.38	282.38	500	444.2	1.71	1.82
26	2-5	53,40	53,40	53,40	250	222,1	1,25	1,26
27	18-13	46,51	50,765	50,765	250	222,1	1,05	1,06
28	18-19	119,63	128,13	128,13	400	355,3	1,35	1,35
29	18-17	46,51	50,765	50,765	250	222,1	1,05	1,06
30	17-16	19,19	23,45	23,45	160	142,1	0,77	0,80
31	23-22	46,16	46,16	46,16	250	222,1	1,32	1,34
32	24-25	118,07	118,07	118,07	400	355,3	1,47	1,47
33	25-26	82,72	82,72	82,72	315	279,8	1,50	1,51
34	R ₄ -23	132.70	132.70	132.70	400	355.3	1.34	1.34
35	26-27	47,61	47,61	47,61	250	222,1	1,00	1,02
36	27-22	12,39	12,39	12,39	125	111	1,13	1,19
37	22-21	8,83	8,83	8,83	110	97,7	0,87	0,97

8.6) Le calcul du réseau maillé :

➤ Cas de pointe :

Tableau N°8-7 : Calcule hydraulique en cas de pointe.

Amont	Aval	Q (l/s)	D _{int} (mm)	D _N (mm)	Leq(m)	V (m/s)	ΔH(m)
R ₁	1	331.73	444.2	500	80.5	2.14	0.85
1	2	112.13	355.3	400	333.5	1.13	1.29
2	3	42.66	222.1	250	983.25	1.10	6.61
5	2	64.14	222.1	250	845.25	1.66	12.84
4	3	146.77	355.3	400	23	1.48	0.15
4	5	149.26	355.3	400	908.5	1.51	6.20
5	6	114.37	355.3	400	1092.5	1.15	4.38
6	1	191.57	355.3	400	1012	1.93	11.39
7	6	180.08	444.2	500	920	1.16	2.85

Suit le tableau N°8-7 :

8	7	144.38	355.3	400	793.5	1.46	5.07
9	8	106.28	355.3	400	1035	1.07	3.58
10	9	65.66	355.3	400	914.25	0.66	1.21
11	10	35.82	355.3	400	517.5	0.36	0.20
12	11	19.45	279.8	315	695.75	0.32	0.28
12	13	24.94	177.6	200	891.25	1.01	6.48
22	23	36.99	222.1	250	902.75	0.95	4.56
R ₂	24	265.38	444.2	500	92	1.71	0.62
13	18	111.76	222.1	250	189.75	2.88	8.75
19	20	77.83	355.3	400	730.25	0.78	1.36
19	18	182.47	355.3	400	523.25	1.84	5.34
R ₃	19	265.38	444.2	500	28.75	1.71	0.19
20	21	43.93	279.8	315	897	0.71	1.85
21	22	6.56	97.7	110	782	0.88	9.37
21	4	33.04	222.1	250	534.75	0.85	2.16
R ₄	23	132.70	355.3	400	534.75	1.34	2.51
3	24	133.46	355.3	400	402.5	1.35	2.20
24	25	102.68	355.3	400	1000.5	1.04	3.23
25	26	67.33	279.8	315	695.75	1.10	3.36
26	27	32.22	222.1	250	989	0.83	3.79
22	27	3	111	125	701.5	0.31	0.90
23	16	55.33	222.1	250	1035	1.43	11.70
18	17	45.43	222.1	250	563.5	1.17	4.29
17	16	18.11	142.1	160	747.5	1.14	9.44
14	13	44.64	222.1	250	994.75	1.15	7.32
15	14	19.48	142.1	160	212.75	1.23	3.11
16	15	6.04	111	125	1012	0.62	5.25

Tableau N°8-8 : Paramètres hydrauliques du réseau en cas de pointe

N° du nœud	Altitude (m)	Qn(l/s)	charge (m)	Pression (m)
1	1104	28,035	1158.28	54.28
2	1109	45,055	1156.99	57.99
3	1123	29,355	1150.38	23.38
4	1122	30,555	1150.53	24.53
5	1086	59,31	1144.33	58.33
6	1037	63,02	1139.95	102.95
7	1020	35,705	1142.8	122.8
8	978	38,1	1147.87	169.87
9	900	40,615	1151.45	251.45
10	916	29,835	1152.66	236.66
11	938	25,285	1152.86	214.86
12	1034	33,07	1153.14	119.14

Suit le tableau N°8-8:

13	1053	43,255	1146.66	72.4
14	1074	25,165	1115.82	53.2
15	1082	25,52	1118.93	48
16	1072	58,225	1124.18	50.4
17	1070	27,315	1133.62	56.8
18	1067	26,6	1137.91	61.2
19	1097	26,12	1143.25	56.25
20	1104	33,905	1141.89	57.89
21	1119	46,13	1140.04	25.04
22	1108	49,72	1130.67	22.67
23	1101	40,375	1126.11	26.8
24	1129	29,235	1148.18	19.18
25	1118	35,35	1144.95	24.95
26	1125	35, 11	1141.59	16.59
27	1123	35,225	1137.8	14.8

➤ Cas de pointe +incendie :

Tableau N°8-9 : Calcul hydraulique en cas de pointe+incendie.

Amont	Aval	Q (l/s)	D _{int} (mm)	D _N (mm)	Leq(m)	V (m/s)	ΔH(m)
R ₁	1	331.73	444.2	500	80.5	2.14	0.85
1	2	109.09	355.3	400	333.5	1.10	1.22
2	3	41.77	222.1	250	983.25	1.08	6.33
5	2	65.03	222.1	250	845.25	1.68	13.20
3	4	138.14	355.3	400	23	1.39	0.13
4	5	156.86	355.3	400	908.5	1.58	6.85
5	6	119.82	355.3	400	1092.5	1.21	4.81
R ₂	24	265.38	444.2	500	80.5	1.71	2.51
6	1	194.61	355.3	400	1012	1.96	12.88
7	6	190.41	444.2	500	920	1.23	3.19
8	7	154.705	355.3	400	793.5	1.56	5.82
9	8	116.605	355.3	400	1035	1.18	4.31
10	9	75.99	355.3	400	914.25	0.77	1.62
11	10	46.155	355.3	400	517.5	0.47	0.34
12	11	20.87	279.8	315	695.75	0.34	0.32
12	13	30.89	177.6	200	891.25	1.25	9.94
22	23	34.93	222.1	250	902.75	0.90	4.07
13	18	117.665	222.1	250	189.75	3.04	9.70
R ₃	19	282.38	444.2	500	28.75	1.82	0.22
20	19	76.67	355.3	400	730.25	0.77	1.32
19	18	189.13	355.3	400	523.25	1.91	5.74
21	20	42.765	279.8	315	897	0.70	1.75
21	22	6.89	97.7	110	782	0.92	10.34

Suit le tableau N°8-9 :

R ₄	23	132.70	355.3	400	534.75	1.34	2.51
21	4	41.205	222.1	250	534.75	1.06	3.35
3	24	133.79	355.3	400	402.5	1.35	2.21
24	25	102.35	355.3	400	1000.5	1.03	3.21
25	26	67	279.8	315	695.75	1.09	3.33
26	27	31.89	222.1	250	989	0.82	3.71
22	27	3.33	111	125	701.5	0.34	1.11
23	16	57.39	222.1	250	1035	1.48	12.59
18	17	45..755	222.1	250	563.5	1.18	4.36
17	16	18.44	142.1	160	747.5	1.16	9.79
14	13	44.32	222.1	250	994.75	1.14	7.21
15	14	19.15	142.1	160	212.75	1.21	3.00
16	15	6.37	111	125	1012	0.66	5.84

Tableau N°8-10 : Paramètres hydrauliques du réseau en cas de pointe+incendie

N° du nœud	Altitude (m)	Qn(l/s)	charge (m)	Pression (m)
1	1104	28,035	1155.09	51.09
2	1109	45,055	1153.87	54.87
3	1123	29,355	1147.54	24.54
4	1122	30,555	1147.41	24.41
5	1086	59,31	1140.56	54.56
6	1037	63,02	1135.75	100.75
7	1020	35,705	1138.94	118.94
8	978	38,1	1144.76	166.76
9	900	40,615	1149.07	249.07
10	916	29,835	1150.69	234.69
11	938	25,285	1151.03	213.03
12	1034	50,07	1151.35	117.35
13	1053	43,255	1141.41	72
14	1074	25,165	1108.72	52.4
15	1082	25,52	1111.72	47.2
16	1072	58,225	1117.56	48.8
17	1070	27,315	1127.35	56
18	1067	26,6	1131.71	60.8
19	1097	26,12	1137.45	50.45
20	1104	33,905	1138.77	34.77
21	1119	46,13	1140.52	31.52
22	1108	49,72	1130.18	22.18
23	1101	40,375	1126.11	26.8
24	1129	29,235	1145.33	16.33
25	1118	35,35	1142.12	24.12
26	1125	35, 11	1138.79	13.79
27	1123	35,225	1135.08	12.08

Interprétation des résultats :

Après avoir déterminée les résultats de calcul des paramètres hydraulique pour les deux cas on peut remarquer les problèmes qu'on a au niveau de réseau qui sont situées comme suite :

On remarque des faibles pressions par rapport aux autres au niveau des nœuds :

Nœud 26, Nœud 27, Nœud 24,

Alors c'est nécessaire installer des appareils suppresseurs sur le réseau.

On remarque des fortes pressions dans les nœuds :

Nœud 7, Nœud 8, Nœud 9, Nœud 10, Nœud 11, Nœud 12, Nœud 18.

Alors il faudrait prévoir des appareils réducteurs de pression sur le réseau.

8.7) CONCLUSION:

Dans ce partie nous avons dimensionné le réseau de distribution à l'horizon d'étude de la ville de Frenda, d'après les calculs les pressions et les débits obtenues sont nettement plus meilleurs que ceux donnés par le réseau déjà existant, Nous avons obtenue 06 mailles d'après le tracé du réseau de notre zone.

Nous remarquons que les vitesses sont suffisantes et répondent à la fourchette acceptée en hydraulique urbaine, et certaines pressions obtenues sont importantes car la ville de Frenda se trouve dans une topographie montagneuse, alors on a proposé de installer des supprimeurs sur de réseau.

Chapitre -9-

EQUIPEMENTS ET ACCESSOIRES DU RESEAU PROJETEE.

9.1) Introduction :

Dans ce chapitre nous allons étudier les différents équipements et accessoires du réseau projeté

Tous les raccords de conduite d'eau potable (coudes, tés, bouchons, etc.), peu importe le type matériau, doivent provenir du même manufacturier que la conduite principale afin d'assurer la compatibilité entre les pièces, raccords et accessoires.

9.2) Raccords et accessoires du réseau d'eau potable :

Toutes les pièces (boulons en té, écrous et rondelles pour joints mécaniques et pour joints à brides ainsi que les tiges filetées des systèmes de retenue) doivent être fabriquées en acier inoxydable 304L. Des lubrifiants conformes aux recommandations du manufacturier doivent être utilisés lors de l'installation des pièces et accessoires

Tous les raccordements de pièces mécaniques (vannes, pompes, tés, coudes, conduite pour poteaux d'incendie et autres) aux conduites de PEHD à paroi pleine doivent être faits à l'aide de brides en acier inoxydable 304L. Les boulons, les écrous et les rondelles utilisées pour l'assemblage du joint à brides doivent être fabriqués en acier inoxydable 304L. Des lubrifiants conformes aux recommandations du manufacturier doivent être utilisés lors de l'installation des pièces et accessoires.

Les brides flottantes servant à relier les collets à embouts aux tés et Y munis de brides métalliques, de même que les boulons, les écrous et les rondelles utilisées pour l'assemblage du joint à brides doivent être fabriqués d'acier inoxydable 304L. Des lubrifiants conformes aux recommandations du manufacturier doivent être utilisés lors de l'installation des pièces et accessoires

9-2-1) Robinets-vannes :

Les robinets-vannes, nouvelle génération, sont des appareils de sectionnement à opercule surmoulé d'élastomère de DN 40 à 400 destinés à être utilisés en position tout ou rien. Ils sont conçus pour l'équipement des réseaux d'adduction et de distribution d'eau, d'irrigation, de protection incendie et des circuits généraux des sites industriels. Ils permettent à tout instant d'interrompre l'écoulement d'eau dans une conduite et facilitent ainsi les interventions sur les réseaux. (Voir la planche N°03).

Les principales *caractéristiques* des vannes sont :

- Possibilité de remplacer le palier sous pression;
- Neutralité du revêtement et des matériaux vis à vis de l'eau potable ;
- Passage intégral au diamètre nominal;
- Résistance à la corrosion assurée par le choix des matériaux et le revêtement époxy;
- Oreilles de préhension dans certains diamètres pour faciliter la manutention et l'installation;
- Entretien courant nul;
- Couples de manœuvre inférieurs aux recommandations de la norme grâce au guidage de l'opercule;
- Facilité de démontage.

Chaque type de vanne a une consigne de fonctionnement différente décrivant son point de fonctionnement (la pression pour les vannes stabilisatrices aval et stabilisatrices amont; la chute de pression pour les réducteurs de pression; le débit pour les vannes régulatrices de

débit; le coefficient de perte de charge pour les vannes diaphragme, et la courbe de perte de charge pour les vannes d'usage général).

Dans notre projet les robinets vannes sont installés comme suit :

- Une vanne placée à l'amont et une vanne à l'aval au niveau de chaque nœud, qui permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux.
- Une vanne régulatrice de débit placée à l'aval de la bêche de reprise de la station de pompage (employer un tuyau de longueur limitée pour séparer les deux).
- Une vanne placée à l'amont et une vanne à l'aval au niveau de chaque réservoir de stockage, (employer un tuyau de longueur limitée pour séparer les deux).
- Une vanne placée à l'amont et une vanne à l'aval de chaque pompe.

9-2-2) Poteau d'incendie :

Dans notre projet l'extinction de l'incendie est assurée à partir des poteaux d'incendie par un débit minimum de 17 l/s, les poteaux incendie qui seront implantés tous les 300 m à 400 m pour terrains plats, tous les 150 m à 200 m pour les terrains accidentés, les bouches doivent être raccordés sur les tronçons de diamètres minimum de 100 mm. Dans notre cas les poteaux sont situés à proximité de la chaussée de manière à toujours rester accessibles, Dans les zones où le degré d'exposition est plus élevé comme les habitations et les zones industrielles.. (Voir la planche N°03).

➤ *Caractéristiques:*

- Carré de manœuvre 30 x 30 mm.
- Deux prises latérales avec demi-raccords symétriques DN 65 munis de leurs bouchons.
- Une prise de face avec demi-raccord symétriques DN 100 muni de son bouchon.
- Vidange automatique au dessus du coude à patin (prévoir coquille de drainage ou gravier).
- Coude à patin à bride mobile DN 100.

Recommandation lors de l'installation: prévoir un massif de béton au niveau du sol (min. 600 x 600 x 150 mm) pour protéger la partie enterrée en cas de renversement.

9-2-3) Robinet-vanne à papillon à brides:

Ce sont des vannes à survitesse sont conçus pour l'équipement des réseaux d'adduction, c'est une vanne déséquilibrée, se fermant sous la pression de l'eau, qui ne sera jamais placée à l'aval de la conduite, dans notre cas les robinets-vannes sont installés au niveau des réservoirs d'eau (sur la conduite de départ).

Les robinets à papillon à brides caractérisés par:

- Un corps et un papillon en fonte ductile;
- Une protection renforcée contre les risques de corrosion;
- Un corps de dimension identique pour les exécutions PN 10, PN 16 et PN 25, équipé de brides --percées conformes aux normes des brides EN 1092-2 et ISO 7005-2;
- Une excellente étanchéité grâce à un joint automatique;
- Un couple de manœuvre faible;

Une conformité aux différentes prescriptions des normes européennes EN et ISO.

9-2-4) Ventouse simple :

Les ventouses simples sont conçues pour l'équipement des réseaux d'adduction et de distribution d'eau, elles permettent l'évacuation par la tuyère des petites quantités d'air accumulées aux points hauts pour contourner les pannes dévastatrices liées à l'air comprimé.

Cet appareil peut aussi injecter de l'air dans les conduites lors de la séance de vidange dans le but d'éviter toute déformation des tuyaux. Les ventouses du type VENTEX existent dans une gamme allant de DN 50 à 200 pour des pressions de PFA 10, 16 et 25. (Voir la planche N°03).

➤ *Caractéristiques*

Les ventouses simples sont:

- Equipées de brides mobiles pour leur raccordement à la canalisation (sauf le DN 50),
- Parfaitement étanches même à très basse pression,
- Equipées de série d'un robinet d'isolement qui permet l'entretien de la ventouse, d'un purgeur à pointe qui permet la vérification du fonctionnement de la ventouse et d'un robinet de vidange du corps,
- Bien protégées contre les risques éventuels de corrosion,
- A une construction robuste: les corps sont conçus en PN 25 sur toute la gamme,
- D'entretien nul en eau claire non entartrant,
- A une grande facilité de montage/démontage.

➤ *Fonctionnement :*

Les ventouses simple fonctionne VENTEX sont constituées de 2 purgeurs:

- Un purgeur à gros orifice → fonctionnement à très faible pression,
- Un purgeur à petit orifice → fonctionnement en purgeur classique.

Le purgeur à gros orifice permet l'évacuation de l'air à grand débit à faible pression et l'entrée d'air lors de la mise en dépression.

Dans notre cas les ventouses sont placés dans les points les plus hauts, on a sélectionné de la brancher au voisinage des nœuds N° : 3, 4, 21, 24, 25, 26 et 27 (Cotes les plus élevées) et dans les conduites adduction.

9-2-5) Compteur d'eau :

➤ *Compteur à axe horizontal :*

Le compteur à axe horizontal est spécialement conçu pour le comptage de l'eau à fort débit et à écoulement relativement régulier. Ce compteur convient particulièrement bien pour les utilisations exigeantes. Peut être équipés de capteurs de télé-relève (capteur Reed).

Pour notre cas le compteur à axe horizontal est place à l'aval de la station de pompage qui contient cinq pompes identiques en parallèle à axe horizontal multicellulaires avec une seule pompe de secours.

✓ *Installation*

- Axe de la conduite: horizontal - vertical - incliné
- Tête du compteur: vers le haut - vers le côté
- Prévoir une longueur droite de 3 x DN en amont du compteur.

-Eviter toute variation brusque de section immédiatement en aval du compteur.

➤ *Le compteur de forage :*

Le compteur de forage est un compteur perpendiculaire, dont le corps est doté d'une forme spéciale. Il peut être monté comme tête de forge, sur un tuyau coudé à 90°, conformément aux normes DIN 28537 et DIN 28637.

Son corps est spécialement adapté aux exigences spécifiques de ce type d'installation. L'eau arrive dans le compteur par sa partie inférieure, traverse une turbine installée perpendiculairement et ressort à angle droit. La conception particulière de notre turbine garantit une faible résistance au démarrage et possède suffisamment de réserve de puissance dans les zones de surcharge pour mesurer des débits importants avec la fiabilité nécessaire. Le revêtement appliqué à l'intérieur et à l'extérieur protège efficacement le compteur contre la corrosion. Les particules minérales présentes dans l'eau ne peuvent pas endommager le totalisateur totalement sec.

La forme de ce modèle est idéale pour toutes les colonnes de forages de faibles dimensions et ne nécessite pas de construction supplémentaire pour intégrer le compteur.

Dans notre projet les compteurs sont placés à l'aval au niveau de chaque forage.

➤ *Caractéristiques*

-Mécanisme amovible

-Possibilité de monter un générateur d'impulsion ultérieurement, sans endommager

-Totalisateur rotatif sur 350°

-Pression de service jusqu'à 16 bars

-Mesure de débits très importants

-Modèle haute pression sur demande

-Pour eau froide jusqu'à 30°C (sécurité jusqu'à 50°C)

-Pour montage horizontal au lieu du raccord coudé à 90°, selon la norme DIN 28537 ou DIN 28637

9-2-6) *Réducteur de pression ;*

Cet appareil réduit et stabilise la pression du réseau à une valeur de consigne quelles que soient les variations de pression amont et de débit appelées dans la canalisation. La pression aval agit directement dans la chambre de commande sous la partie haute du clapet par un orifice particulier. La pression aval est équilibrée à tout moment par l'action du ressort, ce qui provoque les déplacements du clapet lorsque le débit ou la pression du réseau varient.

Pour les diamètres 125 à 200, la fabrication du réducteur est différente. L'ensemble clapet est également guidé à la partie inférieure du corps et se décompose en 3 parties: guidage supérieur, clapet et axe de guidage. Dans notre cas les réducteurs de pression sont installés dans les points où la pression est la plus haute, on a sélectionné de la brancher au voisinage des nœuds N° : 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13 et 18. (Pressions les plus élevées)

9-2-7) *Le réservoir anti bélier :*

L'anti bélier est un dispositif doit être montés verticalement destinés à amortir l'onde de choc provoquée par la fermeture rapide d'un robinet ou d'une vanne ou d'un arrêt ou démarrage brusque de la pompe. Cette onde de choc est appelée coup de bélier. Cet objet est souvent constitué d'un bocal étanche, connecté d'un côté au réseau, là où l'on doit amortir les coups de bélier. À l'intérieur de ce bocal se trouve une membrane en caoutchouc séparant d'un côté le

liquide et de l'autre côté, un gaz ou de l'air sous pression. Lorsqu'un coup de bélier s'enclenche, la surpression engendrée vient faire rentrer le liquide dans l'anti bélier, déformant la membrane. De ce fait, le coup de bélier se trouve atténué sur le réseau se trouvant après l'anti bélier. Les réservoirs anti béliers dans notre projet ils sont installera l'aval de la station de pompage plus le plus près des coudes ils permettent de protéger les équipements contre le coup de bélier.. (Voir la planche N°03).

9-2- 8) *Les pièces spéciales:*

➤ *Les coudes :*

Ce sont des accessoires de déviation de la direction de circulation des eaux, ils existent différents coudes (a bride, a bout lisse) en différents angles.

Pour notre projet les coudes à bout lisse sont placés dans le réseau de distribution au niveau des nœuds N°(7,8,9,10,11,12,14,15,16,17,25,26) et les coudes à brides sont placés dans la station de pompage ou il ya un changement de direction.

➤ *Les Tés :*

Ce sont des accessoires en forme de "T" ils existent en différents types (*à bout lisse et à bride*) et en différents angles, utilisé pour les raccordements des trois canalisations de directions différents.

Pour notre cas les tés à *bout lisse* sont placés dans le réseau de distribution au niveau des nœuds N° (1,2, 5, 3 ,4 ,6,13,18, 24,19) et les adductions ou il ya un piquage comme le tronçon (P₅-R₂) et le tronçon (P₄-P₅) et les tes a brides sont places dans la station de pompage au niveau des pompes pour le raccordement avec autre pièces .

➤ *Les cônes à brides :*

Ce sont des pièces de raccordements pour relier deux conduites de diamètres différentes ou en cas de changement de diamètre, du grand au petit et inversement, il a deux types de cônes convergent et divergent.

Pour notre projet les cônes sont installés comme suit :

Un cône convergent placé à l'entrée de la pompe pour augmenter la vitesse et un cône divergent a la sortie de la pompe pour augmenter la pression.

9-2-9) *Joint gibault :*

Ce sont des joints de raccordements pour relier deux conduites de mêmes diamètres avec des différents matériaux.

Dans notre cas les joints de gibault sont places au niveau (robinet vanne, clapet anti retour) pour raccord ce dernière au conduites en PEHD de même diamètre.

9-2-10) *Les manchons :*

Ce sont des tuyaux de raccordement relier les différentes pièces a brides ou a bout lisse au conduites de distributions ou conduites adductions. Il ya types des manchons on distingue :

➤ *Manchons à bride + bout lisse :*

C'est un manchon a deux extrémités différentes une a bride et autre a bout lisse. il permet de raccorder les pièces a brides (robinet vanne, les cônes) au accessoires a bout lisse (les coudes, les tés) ou au conduites de distribution ou adductions.

Pour notre projet ce type de manchon est place à l'amont et a l'aval des robinets vannes et des cônes.

➤ *Le manchon à emboîtement + bout lisse :*

C'est un manchon à deux extrémités différentes une à *emboîtement* et autre à bout lisse. Il permet de raccorder les pièces à bout lisse (les coudes, les tés) ou les conduites de la distribution, adduction) au accessoires à emboîtement.

Pour notre projet ce type de manchon est placé à l'amont et à l'aval des robinets vannes et des cônes.

➤ *Manchon à brides :*

C'est un manchon à deux extrémités à *brides*. Il permet de raccorder les pièces à brides (les robinets vannes, les cônes).

Pour notre projet ce type de manchon est installé dans la station de pompage à l'amont ou à l'aval des robinets vannes et des cônes.

9-2-11) *Le joint de démontage :*

Le joint de démontage est une union de deux tubes à brides, qui par son design, compense les déviations dimensionnelles qui se produisent dans la fabrication de n'importe quel type d'installation hydraulique réalisée sur une tuyauterie.

Les joints de démontage dans notre projet sont positionnés près d'une robinet vanne, clapet anti retour et les pompes, permettant l'installation et le démontage simplifiés.

9-2-12) *Clapet anti retour :*

Un clapet anti-retour est un dispositif permettant de contrôler le sens de circulation d'un fluide quelconque. Il permet le passage d'un liquide, d'un gaz, d'air comprimé, dans un sens et bloque le flux si celui-ci vient à s'inverser.

Dans notre projet les clapets anti retour sont placés à l'aval des pompes et les régulateurs de vitesse, permettent protection (éviter le flux inversé) qui à l'origine de phénomènes transitoires violents, si un arrêt brusque se produit.

9-2-13) *Organes de mesures :*

a) *Mesure de débit*

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

b) *Mesure de pression :*

Les appareils les plus utilisés sont :

- manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

➤ manomètres à soufflet

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur chauffage.

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit un manomètre à l'entrée et un autre à la sortie de la pompe.

Afin d'assurer un bon fonctionnement de réseau, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées.

9.3) CONCLUSION :

Dans ce chapitre nous avons étudié les différents équipements et accessoires nécessaires pour un réseau d'AEP et leurs installations, qui permettent à assurer un bon fonctionnement de réseau

Mais malgré tous, il reste des problèmes soit au niveau de leurs fonctionnements ou au niveau de leurs installations, qui besoins a des spécialistes ayant des connaissances mécaniques solide.

Chapitre -10-

ORGANISATION DE CHANTIER.

10.1) Introduction :

Un chantier est l'ensemble des personnes des matériels et autres moyens mis à la disposition pour réaliser, réparer ou démolir un ouvrage. Quant on parle d'organisation de chantier c'est à dire mettre en œuvre tout les moyens nécessaires pour avoir à la fin un coût de réalisation le moindre possible.

Organiser un chantier revient donc à prendre toutes les mesures pour que la réalisation du projet se fasse :

- La conformité avec les plans établis;
- La bonne qualité;
- La rapidité;
- L'économie ;
- La protection humaine et sécurité de travail .

10-2) Réalisation du réseau d'AEP :

Les étapes des différents travaux sur les chantiers de réalisation d'un réseau d'A.E.P sont :

- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain ;
- Excavation des tranchées ;
- Aménagement du lit de pose des conduites ;
- Pose des conduites ;
- Epreuve de joint et de canalisation ;
- Remblaiement des tranchées.

10-2-1) Implantation de la trace des tranchées sur le terrain :

a-Matérialisation :

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

b- Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux où plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison Lorsque le terrain compte des obstacles, on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

10-2-2) Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

a-Enlèvement de la couche végétale :

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un angledozer.

b-Excavation :

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excavée atteint 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur du fond de la tranchée doit être au moins égale au diamètre extérieur du tuyau augmente de sur largeurs de 30 cm de part et d'autre du tuyau pour les diamètres nominaux inférieurs ou égaux à 600 mm (ces sur largeurs sont portées à 40 cm pour les tubes de diamètre nominal supérieur à 600 mm). (Voir la figure N°10-1)

En cas de venue d'eau, la tranchée devra être maintenue à sec pendant toute l'opération de pose du tuyau en utilisant une technique appropriée d'épuisement des eaux.

Les tuyaux seront placés en fond de fouille et reposeront sur un lit de pose constitué de sable propre dont l'épaisseur sera de 10 cm au minimum.

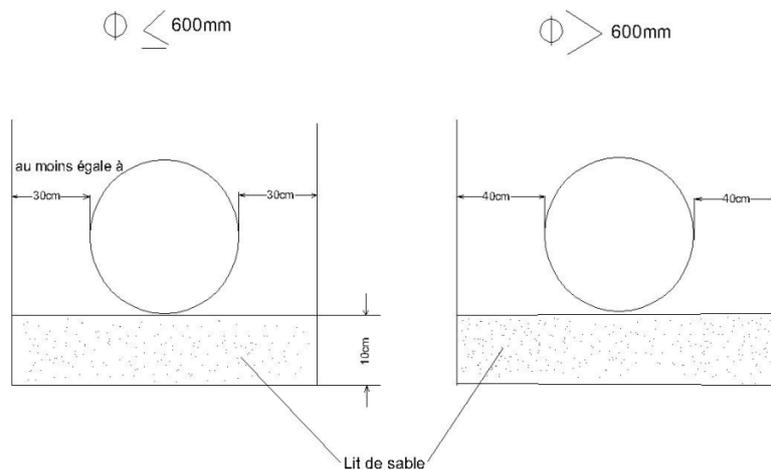


Figure N°10-1 : Dimensions nominales des tranchées.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- Profondeur de la tranchée « H_{tr} »
- Largeur de la tranchée « b »
- Distance de la mise de la cavalière.

c- La profondeur (H_{tr}) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite .Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (10-1)$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

On prend : $h=1$ m.

h_1 épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,1$ m.

D'où : $H_{tr} = 1,1 + D$. (m).

d- Largeur de la tranchée :

Le largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite pour les diamètres nominaux inférieurs ou égaux à 600 mm et 40 cm pour les tubes de diamètre nominal supérieur à 600 mm.

$$b = D + 0,6 \text{ m.} \quad ; \quad \text{Pour } D \leq 600 \text{ mm.}$$

Et

$$b = D + 0,8 \text{ m.} \quad ; \quad \text{Pour } D > 600 \text{ mm.}$$

b : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (mm).

• *Choix de la section transversale de la tranchée :*

Pour le choix de cette section ; on propose deux variantes ; l'une trapézoïdale et l'autre rectangulaire :

$$b = d + 2a$$

$$H_{tr} = e + d + H_{min}$$

$$B = b$$

H_{min} : profondeur minimale au dessus de la génératrice supérieure de la Conduite, égale en générale 1 m.

e : épaisseur de la couche préparée (lit de sable) égale e = 0.1 m.

b : largeur du fond de la tranchée.

a : distance entre la génératrice latérale et la base du talus. a=0.3

B : largeur superficielle de la tranchée.

- Calcul de la profondeur de la tranchée H_{tr} :

$$\begin{aligned} H_{tr} &= e + d + H_{min} \\ &= d + 0.10 + 1.0 \end{aligned}$$

Donc:

$H_{tr} = d + 1.10 \quad (m)$	(10-2)
-------------------------------	--------

✓ *Choix du coefficient du talus :*

Le coefficient du talus est choisi en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau N°10-1 : choix du coefficient du talus:

Sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1.5 m	jusqu'à 3m
Sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

Pour notre région, le coefficient du talus de la tranchée pour tout le système sera m=0, c'est à dire qu'on retient la variante dont la section trapézoïdale.

• *Choix des engins :*

➤ *l'engin Pour l'excavation des tranchées :*

On utilise une pelle équipée en rétro

Les pelles sont des engins de terrassement conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

-Temps de fouille.

-Temps de transport.

-Temps de déchargement.

-Temps de remise en position de déblais.

Ces engins très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.

➤ *l'engin Pour le remblaiement des tranchées :*

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteurs sur lesquels monte à l'avant deux bras articulés, actionnés par des vérins et portent un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.

➤ *Calcul du volume de terrassement :*

- *Calcul du volume de déblai :*

La surface à calculer est la surface trapézoïdale.

$$S = b * H \quad (\text{m}^2)$$

Ou : b : largeur du fond de la tranchée (m)..

H : profondeur de la tranchée (m).

B : largeur superficielle de la tranchée (m).

b : largeur du fond de la tranchée (m).

Tableau N° 10-2 : Calcul du volume du déblai.

Diamètre (mm)	Longueur	Largeur de fond	Largeur superficielle	Profondeur	Surface d'une tranchée (m ²)	Volume de déblai (m ³)
	(m)	$b=D+2a$ (m)	$B = b$ (m)	$H_{tr}=D+1.1(m)$	$S= b * H$	$V= S*L$
110	680	0.71	0.71	1.21	0.86	584.8
125	1490	0.725	0.725	1.225	0.89	1326.1
160	835	0.76	0.76	1.26	0.96	801.6
180	237.55	0.78	0.78	1.28	1.00	237.55
200	1262.20	0.8	0.8	1.3	1.04	1312.69
250	7204	0.85	0.85	1.35	1.15	8284.6
280	652.09	0.88	0.88	1.38	1.21	789.03
315	3602.91	0.915	0.915	1.415	1.29	4647.75
355	1113.53	0.955	0.955	1.455	1.39	1547.81
400	12739.47	1.00	1.00	1.50	1.5	19109.21
450	2870	1.05	1.05	1.55	1.63	4678.1
500	51765	1.1	1.1	1.60	1.76	91106.4
560	2060	1.16	1.16	1.66	1.93	3975.8
900	45500	1.70	1.70	2.00	3.4	154700
						$V_T=293101.44$

- *calcul du volume de lit de sable :*

Ce lit correspond à une couche de sable de 10 cm sur le fond de la tranchée, donc c'est une surface constante le long de la tranchée, on calcule cette surface en utilisant la formule suivante :

$$S = e * b * L \quad (10-3)$$

Tableau N°10-3: Calcul du volume du lit du sable pour (réseau + adduction).

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largeur d'une tranchée (m)	Epaisseur (m)	Volume de sable (m ³)
110	680	0.71	0.1	48.28
125	1490	0.725	0.1	108.03
160	835	0.76	0.1	63.46
180	237.55	0.78	0.1	18.53
200	1262.20	0.8	0.1	100.98
250	7204	0.85	0.1	612.34
280	652.09	0.88	0.1	57.38
315	3602.91	0.915	0.1	329.67
355	1113.53	0.955	0.1	106.34
400	12739.47	1.00	0.1	1273.95
450	2870	1.05	0.1	301.35
500	51765	1.1	0.1	5694.15
560	2060	1.16	0.1	238.96
900	45500	1.70	0.1	7735
				V _T = 16587.44

✓ Calcul du volume de remblai :

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai est le volume qu'occupe la conduite et le volume occupé par lit de sable

$$V_r = V_d - (V + V_s)$$

V_r : Volume du remblai compacté (m³) ;

V_d : Volume du déblai (m³) ;

V_s : Volume du sable

V : Volume occupé par la conduite (m³) ; $V = L * \frac{\pi * D^2}{4}$

L : Longueur de la conduite

D : Diamètre de la conduite.

Tableau N°10-4: Calcul du volume du remblai pour (réseau + adduction).

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Volume de la conduite (m ³)	Volume de déblai (m ³)	Volume du lit de sable (m ³)	Volume de remblai (m ³)
110	680	6.46	584.8	48.28	530.06
125	1490	18.29	1326.1	108.03	1199.78
160	835	16.79	801.6	63.46	721.35
180	237.55	6.04	237.55	18.53	212.98
200	1262.20	39.65	1193.35	91.80	1065.5
250	7204	353.63	8284.6	612.34	7318.63
280	652.09	40.15	789.03	57.38	691.5

Suit de tableau N°10-4 :

315	3602.91	280.78	4647.75	329.67	4037.3
355	1113.53	110.22	1547.81	106.34	1331.25
400	12739.47	1600.89	19109.21	1273.95	16234.37
450	2870	456.45	4678.1	301.35	3920.3
500	51765	10164.03	91106.4	5694.15	75248.22
560	2060	507.38	3975.8	238.96	3229.46
900	45500	28945.85	154700	7735	118019.15
		$V_T=42543.01$	$V_T=292982.1$	$V_T= 16679.24$	$V_T = 233759.85$

Donc le volume total du remblai : $V_r=233759.85 \text{ m}^3$.

- Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).

V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

Avec : $V_f = V_d \cdot K_f$

V_d : Volume du déblai en (m³)

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas, nous avons : $K_f=1,24$

Tableau N°10-5: calcul du volume excédentaire pour le (réseau+adduction)

Diamètre (mm)	Volume de déblai (m ³)	Volume foisonné (m ³)	Volume du remblai (m ³)	Volume excédentaire (m ³)
110	584.8	725.15	530.06	195.09
125	1326.1	1644.36	1199.78	444.58
160	801.6	993.98	721.35	272.63
180	237.55	294.56	212.98	81.58
200	1193.35	1479.75	1065.5	414.25
250	8284.6	10272.90	7318.63	2954.27
280	789.03	978.40	691.5	286.9
315	4647.75	5763.21	4037.3	1725.91
355	1547.81	1919.28	1331.25	588.03
400	19109.21	23695.42	16234.37	7461.05
450	4678.1	5800.84	3920.3	1880.54
500	91106.4	112971.94	75248.22	37723.72
560	3975.8	4930	3229.46	1700.54
900	154700	191828	118019.15	73808.85
	$V_T= 292982.1$	$V_T= 363296.79$	$V_T= 233759.85$	$V_T = 129537.94$

Tableau N°10-6: Le volume Total des travaux pour le (réseau+adduction)

Diamètre (mm)	Longueur(m)	Volume de déblai (m ³)	Volume du remblai (m ³)	Volume du lit de sable (m ³)	Volume excédentaire (m ³)
110	680	584.8	530.06	48.28	195.09
125	1490	1326.1	1199.78	108.03	444.58
160	835	801.6	721.35	63.46	272.63
180	237.55	237.55	212.98	18.53	81.58
200	1147.45	1193.35	1065.5	91.80	414.25
250	7204	8284.6	7318.63	612.34	2954.27
280	652.09	789.03	691.5	57.38	286.9
315	3602.91	4647.75	4037.3	329.67	1725.91
355	1113.53	1547.81	1331.25	106.34	588.03
400	12739.47	19109.21	16234.37	1273.95	7461.05
450	2870	4678.1	3920.3	301.35	1880.54
500	51765	91106.4	75248.22	5694.15	37723.72
560	2060	3975.8	3229.46	238.96	1700.54
900	45500	154700	118019.15	7735	73808.85
		V _T = 292982.1	V _T = 233759.85	V _T = 16679.24	V _T = 129537.94

10-2-3) Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose des conduites, on procédera aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les cotes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.

Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable et d'une couche maigre de béton, suivant la nature du terrain, le lit de sable est à une épaisseur d'environ 10 cm.

Avant la descente des conduites à fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subi des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage dans le fond de la fouille.

Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correctement, on utilise des nivelettes et on effectue des visées tous les 80 m environ.

S'il sera nécessaire de caler les tuyaux pour les aligner, on emploie de la terre meuble ou du sable mais jamais de pierres.

A chaque arrêt de la pose, on bouche les extrémités du tronçon de la conduite en attente de tampon solidement fixé

Les tubes en PEHD se prêtent parfaitement à la pose en tranchée.

Leur légèreté et leur mode d'assemblage rapide rendent la mise en œuvre plus aisée.

La performance à long terme des conduites pression en PEHD dépend directement de la qualité de l'exécution et des matériaux utilisés à la pose du produit.

Une surveillance compétente est recommandée à toutes les étapes.

La pose des canalisations est effectuée selon les opérations suivantes :

- Aménagement du lit de pose ;
- Introduction de canalisation dans les tranchées ;
- ✓ *Lapose de canalisation :*

La pose en enterré doit rester en accord avec le projet, cependant, la souplesse naturelle des canalisations (en PE) leur permet d'éviter l'utilisation de coudes lorsque les rayons de courbures du tracé sont compatibles avec les rayons de courbures des tubes PE

Autrement la pose doit être faite de façon à respecter certaines recommandations :

- s'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur de la tranchée et des tuyaux ;
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée en évitant les contres pentes ;
- Déposer la conduite au fond de la tranchée sans la laisser tomber moyennant des engins de levage ;
- De ne pas laisser les revêtements à endommager ;
- Vérifier l'alignement.

10-2-4) Epreuve de canalisation:

Les épreuves des canalisations consistent à mettre l'eau (à l'intérieur des Tubes) en pression afin de vérifier l'étanchéité et la résistance mécanique des canalisations. Les épreuves sont réalisées au fur et à mesure de l'avancement des travaux.

L'essai des canalisations sous pression hydraulique constitue la dernière étape avant la réception du réseau.

Sauf stipulation contraire, les épreuves des tronçons de conduites sont en principe réalisées après le remblayage partiel de la tranchée.

Il convient que l'équipement de mise en pression, qu'il soit manuel ou mécanique, soit de dimensions adaptées et suffisamment rigide avec des raccordements de conception adéquate pour imposer et maintenir de façon sûre les pressions d'épreuves requises.

Les longueurs des tronçons à éprouver dépendent du diamètre de la Canalisation et des conditions de chantier. Pour les canalisations de grande dimension, les épreuves se feront par sections de 500 mètres de longueur au maximum. La longueur optimale pour les essais devra se situer de préférence Entre 300 et 500 mètres.

Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

10-2-5) Remblaiement des tranchées:

L'exécution du remblaiement de la tranchée devra comporter les deux phases suivantes :

- l'enrobage ;
- le remblayage supérieur.

L'enrobage est constituée du lit de pose, de l'assise (remblai jusqu'au niveau des reins) et du remblai de protection (jusqu'à une hauteur dépassant la génératrice supérieure de 15 cm).

Les matériaux de l'assise et du remblai de protection proviendront en général des déblais des fouilles débarrassés de tous les matériaux susceptibles d'endommager le tuyau par effet de choc ou de tassement tels que les blocs rocheux. Les matériaux néfastes tels que les débris végétaux, les produits

Gypseux, etc. seront proscrits.

Les matériaux doivent être mis en place par couches successives de 7,5 cm et compactes jusqu'à une hauteur dépassant la génératrice supérieure du tube de 15 cm.

La seconde fraction du remblai peut être effectuée à l'aide d'engins mécaniques étant précisé que cette terre, qui doit être ré pondue par couches successives et légèrement damée, ne doit contenir ni blocs de roche, ni débris végétaux ou animaux.

$$V_r = V_d - [V_{cdt} + V_{cv} + V_{ls}]$$

V_r : Volume du remblai en (m³).

V_d : Volume du déblai en (m³)

V_{cdt} : Volume occupée par la conduite

V_{cv} : Volume de la couche végétale

V_{ls} : Volume du lit de sable

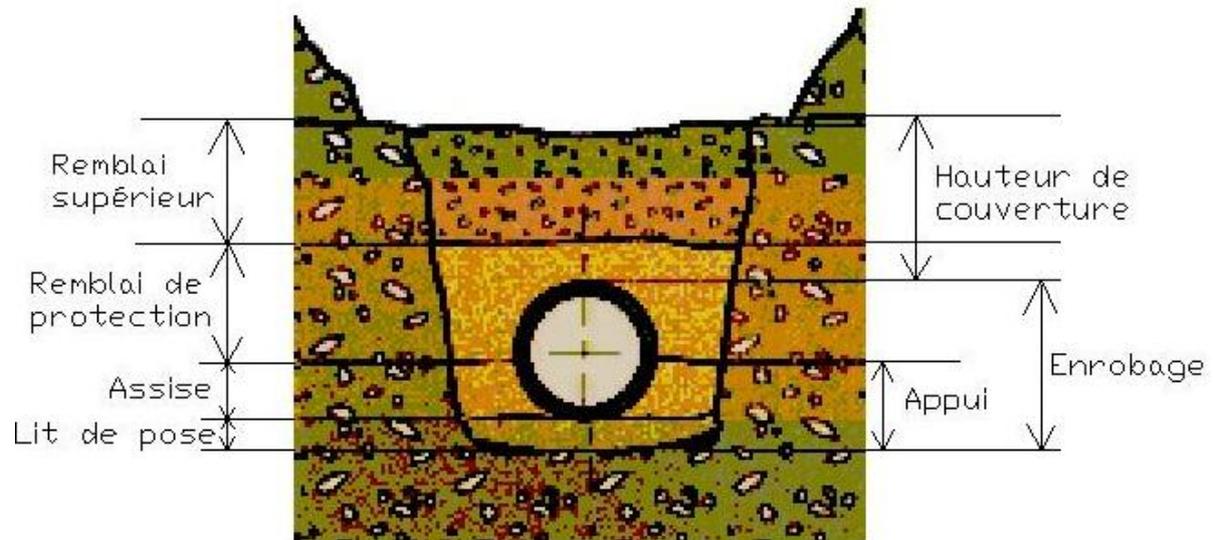


Figure 10-2 : Couches constitutives de l'enrobage et du remblai supérieur de la tranchée

10.3) CONCLUSION :

L'organisation de chantier est une question très importante pour un ingénieur, car le rôle de celui-ci est de faire gagner de l'argent, Une bonne organisation de chantier, surtout s'il est très important, permet d'économiser beaucoup d'argent à l'entreprise de réalisation.

L'organisation d'un chantier repose essentiellement sur plusieurs Critères, à savoir :

- Qualification du personnel assurant des tâches spécialisées.
- Compétence du staff technique dirigeant.
- Permanence et suivi des travaux à réaliser.
- Respect des normes techniques ...etc.
- Financement à payer à terme pour entrepreneur des travaux qui la déjà réalisés.
- Matériel de réalisation adéquate.

Aussi, pour une réussite totale du projet, l'organisation du chantier ne doit subir aucune défaillance à la fois technique ou humaine et qui par conséquent, cet ensemble de critère cités plus haut doit scrupuleusement être respectés.

Fait en premier lieu un devis quantitatif pour la conduite de transfert, la station de pompage principale et l'ouvrage de décharge, et déterminé les engins adaptés pour chaque tâche.

Chapitre -11-

PROTECTION ANTI BELIER.

11.1) Introduction:

Le but de ce chapitre est de bien protéger notre adduction en refoulement contre le phénomène transitoire connus sous le nom du coup de bélier.

Pour cela nous devons dimensionner des réservoirs d'air qui pourront lutter contre ce phénomène.

11.2) Protection de la conduite en refoulement contre le coup de bélier :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents. On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

✓ Causes du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont :

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

✓ Les risques dus aux coups de bélier :

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

a. Cas de la surpression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

b. Cas de dépression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10mce, il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

c. Fatigue de la canalisation :

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier. Nous intéressons uniquement au moyen anti bélier qui est le réservoir anti bélier :

d. Réservoirs d'air :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

✓ *Calcul des réservoirs d'air :*

Dans les installations de moyenne importance, l'appareil le plus simple et le plus sûr est le réservoir à air, muni ou non d'un diaphragme, placé dans les conditions de la figure qui suit.

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air. Les différentes méthodes de calcul de réservoir d'air sont comme suit :

✓ *Méthode de Vuibert :*

La méthode de Vuibert donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

✓ *Méthode de Bergeron :*

La méthode de Bergeron est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ce soit pour les petites ou pour les grandes installations.

Remarque : Nous optons pour la méthode de Vuibert

Application de la méthode de Vuibert :

Cette célérité dépend du comportement mécanique (élasticité, viscosité, plasticité) de la conduite. Il est estimé que la variation maximale de pression lors d'un coup de bélier est égale à $\pm \frac{CV_0}{g}$: Qui est la variation du fluide au lieu et au moment de la manœuvre. Cette variation de pression est proportionnelle à la célérité dont la connaissance est fondamentale.

Il existe plusieurs formules pour le calcul de la célérité de l'onde du coup de bélier dans les conduites sous pression. Cependant la majorité de ces formules sont développées avec l'hypothèse d'une conduite à paroi simple non soumise à la pression externe. Dans tous les cas, pour le calcul de la célérité d'onde dans les conduites libres et enterrées. Pour nos calculs nous utilisons la formule habituelle suivante :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{Ee}}} \quad (11-1)$$

Avec :

- C : Célérité de l'onde.
- ρ : La masse volumique de l'eau. Elle est égale à 1000 kg/m^3 .
- D : Diamètre de la conduite (mm).
- E : Module de YOUNG de la conduite. PEHD : $1,2 \cdot 10^9$ Pascale.
- e : Épaisseur de la conduite (m).
- K : Coefficient d'élasticité de l'eau : $K = 2,16 \cdot 10^9$ Pa

▪ *Calcul du volume du réservoir d'air :*

Les réservoirs anti béliers ont pour rôles de :

- Atténuer la surpression et la dépression pour réduire la fatigue de la conduite.
- Alimenter la veine liquide après l'arrêt de la pompe.

✓ *Méthode de calcul du réservoir d'air :*

Dans les conduites enterrées et non enterrées nous trouvons deux méthodes pour le calcul :

1-méthode de Vuibert.

2-Méthode de Bergeron.

Pour notre cas nous utilisons la méthode de Vuibert pour le calcul car nous nous intéressons au cas extrême de l'effet de l'onde sur notre adduction.

En faisant abstraction des pertes de charge dans la conduite de refoulement et en considérant le phénomène comme une oscillation en masse, c'est à dire en négligeant l'élasticité de la conduite et de la compressibilité de l'eau, nous arrivons à un calcul simplifié. Vuibert arrive à une expression qui donne le volume U_0 de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche normale, les caractéristiques de l'air dans le réservoir d'air sont données par Z_0 et U_0 .

Avec :

Z_0 : La pression absolue en (m.c.e) pratiquement égale à $Z_0 = H_g + 10$, en négligeant la hauteur de l'eau dans le réservoir d'air au dessus de l'axe de la conduite.

Dont : H_g : étant la hauteur géométrique entre les plans d'eau en m.

U_0 : volume d'air dans la cloche en régime permanent.

À la fin de la dépression première phase du phénomène, l'air occupe un volume plus grand et sa pression sera donc la plus faible ; soit Z_{min} qui est une pression absolue.

A la fin de la surpression deuxième phase , l'air occupe un volume plus petit qu'en marche normale et sa pression sera Z_{max} .

l'expression donnant U_0 est la suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2.g.z_0} \frac{L.S}{f(\frac{Z}{Z_0})} \quad (11-2)$$

Avec :

L : Longueur de la conduite (m).

S : La section de la conduite (m^2).

V_0 : étant la vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement .

$$f(\frac{Z}{Z_0}) = \frac{Z}{Z_{min}} - 1 - \log(\frac{Z}{Z_{min}}) \quad (11-3)$$

L'expression donnant U_0 a fait l'objet d'un abaque représenté dans l'annexe n°09, dont la valeur est tirée de cette formule :

$$\frac{U_0}{L.S} = \frac{V_0^2}{2.g} \frac{1}{z_0} \frac{1}{f(\frac{Z}{Z_0})} \quad (11-4)$$

Nous posons : $h_0 = \frac{V_0^2}{2.g}$ donc nous obtenons $U_0 = \frac{h_0}{z_0} \frac{L.S}{f(\frac{Z}{Z_0})}$

nous avons les valeurs maximales de la surpression et de la dépression qui sont données par la relation suivante :

$$\Delta H = \pm \frac{CV_0}{g}(11-5)$$

- La surpression: $H_s = H_g + \Delta H$
- La dépression : $H_d = H_g - \Delta H$

➤ *Application numérique :*

Soit une conduite de refoulement SP-P4 en PEHD, présentant les caractéristiques suivantes $=45500$ m; $D = 0,7412$ m ; $Q_0 = 0,73443$ m³/s; $V_0 = 1,70$ m/s; $e = 58,8$ mm et $H_g = 114,75$ m.

La section de la conduite est donc $S = 0,01$ m² et son volume est $L \cdot S = 455$ m³.

=> La valeur de la célérité de l'onde est alors $C = 1453,30$ m/s environ.

En cas de fermeture brusque, le coup de bélier peut atteindre la valeur:

$$\Delta H = \pm \frac{CV_0}{g} \Rightarrow \Delta H = \frac{1453,3 \cdot 1,70}{9,81} \Rightarrow \Delta H = 251,85 \quad ;$$

$$H_s = 114,75 + 251,85 = 366,6 \text{ m.}$$

$$H_d = 114,75 - 251,85 = -137,1 \text{ m.}$$

Si l'on s'impose de ne pas dépasser pour la conduite une pression de 15 bars, le calcul du volume du réservoir d'air nécessaire s'effectuera comme suit:

$$Z_0 = 114,75 + 10 = 124,75 \text{ m} ; Z_{\max} = 150 + 10 = 160 \text{ m} \Rightarrow Z_{\max} / Z_0 = 160 / 124,75 = 1,28$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} \Rightarrow h_0 = \frac{(1,70)^2}{2 \cdot 9,81} \Rightarrow h_0 = 0,15 \text{ m} \quad \text{et} \quad \frac{h_0}{Z_0} = 1,20 \cdot 10^{-3}$$

Les alignements $1,28$ lu sur l'échelle de Z_{\max} / Z_0 et $1,20 \cdot 10^{-3}$ lu sur l'échelle $\frac{h_0}{Z_0}$ donnent sur

L'abaque :

$$\frac{U_0}{L \cdot S} = 5,5 \cdot 10^{-2} \text{ et } \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,81$$

Comme $L \cdot S = 455$ m³. ; $U_0 = 5,5 \cdot 10^{-2} \cdot 455 \Rightarrow U_0 = 25,03$ m³ .

Si on suppose que $U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min}$, on en tire $U_{\max} = \frac{25,03 \cdot 124,75}{101,05} = 30,90$ m³ .

Afin qu'il reste encore de l'eau quand l'air atteint son volume maximum, on prend une capacité

Totale du réservoir $U_{\text{rés}} = 1,3 U_{\max}$

Soit alors $U_{\text{rés}} = 40,17$ m³

On calcule aussi $Z_{\min} = 0,7 \times 124,75 = 87,33$ m.

La valeur de la pression minimale sera alors :

$$H_{\min} = Z_0 - Z_{\min} \Rightarrow H_{\min} = 124,75 - 87,33 \Rightarrow H_{\min} = 37,43 \text{ m}$$

Cette pression ne risque pas, en principe, de créer une cavitation dans la conduite

les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux N°11-1 et N°11-2 suivant :

Tableau N°11-1 : Résultats de calcul .

<i>Adduction</i> <i>n</i>	V (m/s)	C (m/s)	ΔH (m)	Hs (m)	Hd (m)	Z ₀ (m)
<i>SP-P4</i>	1,70	1453, 3	251,85	366,6	-137,1	124,75
<i>Adduction</i> <i>n</i>	h ₀ (m)	h ₀ /Z ₀ 10 ⁻⁴	Z _{max} / Z ₀	Z _{max} (m)	U ₀ /LS 10 ⁻²	Z _{min} /Z ₀
<i>SP-P4</i>	0,15	0,12	1,28	159,6 8	5,5	0.81

Tableau N°11-2: Les volumes de réservoir d'air

Adduction	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	Capacité prise en (L)
<i>SP-P4</i>	25,03	30,90	10000

La capacité prise en (L) est tirée de l'annexe n°9.

Interprétation des résultats :

La valeur retrouvée représente un grand volume d'air d'où une capacité importante du réservoir d'air, ces résultats sont logique car les pompes utilisées fournissent une HMT considérable et une protection adéquate est indispensable.

Les trois réservoirs de volume 10000L pour chacun, sont de type vertical cylindrique munis de fond bombé et montés sur pied support. Ils seront réalisés en acier soudé, dont l'épaisseur sera déterminée en fonction de la pression maximale de fonctionnement.

11.3) Conclusion :

Dans ce chapitre , nous avons étudié les différents phénomènes qui sont risqués sur le réseau et le protégé .

pour le phénomène du coup de bélier qui peut engendrer de véritables problèmes nous avons effectué le calcul les deux cas d'adduction : cas de refoulement et en cas gravitaire , l'un se repose sur la détermination du volume du réservoir d'air et l'autre sur le temps de retour de l'onde de déformation .

CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons présenté une étude sur la réalisation d'un projet alimentation en eau potable de la ville de Freneda.

A travers cette étude, nous avons présenté la situation actuelle et les problèmes au niveau du réseau de distribution, l'adduction et les ouvrages de stockage ainsi la station de pompage

Pour ce la nous étions dans l'obligation de :

- Projeter un nouveau réseau de distribution à l'horizon 2046, dont la simulation on a utilisé un logiciel de simulation (epanet) qui est simple à manipuler et permet d'effectuer la simulation facilement.
- Implanter des nouveaux champs de captage .
- Dimensionner les adductions qui pourraient transporter le débit vers les réservoirs de stockage.
- Dimensionner la nouvelle station de pompage ainsi que les pompes.

Nous signalons que tout le projet a été réalisé en suivant les plans-type et les consignes imposés dans ce type d'étude, et que malgré les problèmes rencontrés nous avons essayé chaque fois de se rapprocher le plus possible à la bonne marche de l'étude de ses deux volets technique et économique. Du coté pédagogique, cette étude nous parmi de mettre en pratique, plusieurs connaissances que nous avons acquis durant notre cycle de formation.

Finalement ce mémoire n'a pas la prétention d'être exhaustif: il n'est qu'une ébauche de projet qui mérite d'être repris sur plusieurs points. Ainsi, c'est avec reconnaissance que nous recevrons toute suggestion visant à son amélioration.

Bibliographie

- [1] **José VAZQUEZ** «Hydrauliques Urbains » ENGEES.
- [2] **îles S.P.M.**«Construction des réseaux AEP» -Rue Ange Gautier - Commune de Saint-Pierre, 17p.18p.
- [3] **FRESENIUS** : " Technologie de l'eau potable" - Edition G.T.Z. (R.F.A.), 1980.
- [4] **FON ADE C.** : " L'eau en milieu urbain" -Note de cours, LN.P.-Toulouse, 1982.
- [5] **GOMELLA C. & Cie**: " La distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales" Edition Eyrolles, 1974.
- [6] **B.SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable», ENSH 1993.
- [7] **ABRAMOV, AEP 1982** voir l'annexe 04.

ANNEXES

ANNEXE N°1: β_{\max} En Fonction du nombre d'habitants.

Population (hab.) 10^3	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	1000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

ANNEXE N°2: β_{\min} En Fonction du nombre d'habitants.

Population (hab.) 10^3	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	50	100
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.63	0.7

ANNEXE N°3: Répartition des débits horaire en fonction du nombre d'habitants.

HEURES	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rural
0-1	1.00	1.50	3.00	3.35	0.75
1-2	1.00	1.50	3.20	3.25	0.75
2-3	1.00	1.50	2.50	3.30	1.00
3-4	1.00	1.50	2.60	3.20	1.00
4-5	2.00	2.50	3.50	3.25	3.00
5-6	3.00	3.50	4.10	3.40	5.50
6-7	5.00	4.50	4.50	3.85	5.50
7-8	6.50	5.50	4.90	4.45	5.50
8-9	6.50	6.25	4.90	5.20	3.50
9-10	5.50	6.25	5.60	5.05	3.50
10-11	4.50	6.25	4.80	4.85	6.00
11-12	5.50	6.25	4.70	4.60	8.50
12-13	7.00	5.00	4.40	4.60	8.50
13-14	7.00	5.00	4.10	4.55	6.00
14-15	5.50	5.50	4.20	4.75	5.00
15-16	4.50	6.00	4.40	4.70	5.00
16-17	5.00	6.00	4.30	4.65	3.50
17-18	6.50	5.50	4.10	4.35	3.50
18-19	6.50	5.00	4.50	4.40	6.00
19-20	5.00	4.50	4.50	4.30	6.00
20-21	4.50	4.00	4.50	4.30	6.00
21-22	3.00	3.00	4.80	4.20	3.00
22-23	2.00	2.00	4.60	3.75	2.00
23-24	1.00	1.50	3.30	3.70	1.00
Total	100	100	100	100	100

(Extrait de l'ouvrage d'alimentation en eau potable d'ABRAMOV, édition 1982)

ANNEXE N°4: Table d'ABRAMOV

(Débits en fonction des diamètres et gradients de perte de charge)

Q (l/s) D (mm) 1000i	0.4 50 1.43	0.7 50 3.97	1.0 5.0 7.61	1.5 50 160	2.0 50 27.3	2.2 50 32.6	2.2 75 4.51	2.5 75 5.77	3.0 75 7.97	3.5 75 10.7
Q (l/s) D (mm) 1000i	4.00 75 13.60	4.5 75 16.9	5.0 75 20.5	5.2 75 22.0	5.2 100 5.40	5.5 100 6.00	6.00 100 7.03	7.00 100 12.0	8.0 100 12.0	9.1 100 15.2
Q (l/s) D (mm) 1000i	9.1 125 6.49	10 125 7.72	11 125 9.21	12 125 10.8	13 125 12.6	13.8 125 14.0	13.8 150 6.02	16 150 8.05	18 150 10.0	20 150 12.2
Q (l/s) D (mm) 1000i	22 150 14.5	23.6 150 16.5	23.6 200 3.94	25 200 4.38	30 200 6.14	35 200 8.18	40 200 10.5	44 250 12.5	44 250 4.29	50 250 5.45
Q (l/s) D (mm) 1000i	55 250 6.50	60 250 7.64	65 250 8.88	71 250 10.5	71 300 4.50	80 300 5.63	90 300 7.00	100 300 8.53	103 300 9.01	103 350 4.29
Q (l/s) D (mm) 1000i	110 350 5.03	120 350 5.92	130 350 6.87	140 350 7.89	144 350 8.31	144 400 4.31	150 400 4.65	160 400 5.24	170 400 5.87	180 400 6.53

ANNEXE N°5: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau

Tuyau	K'	M	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 – 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

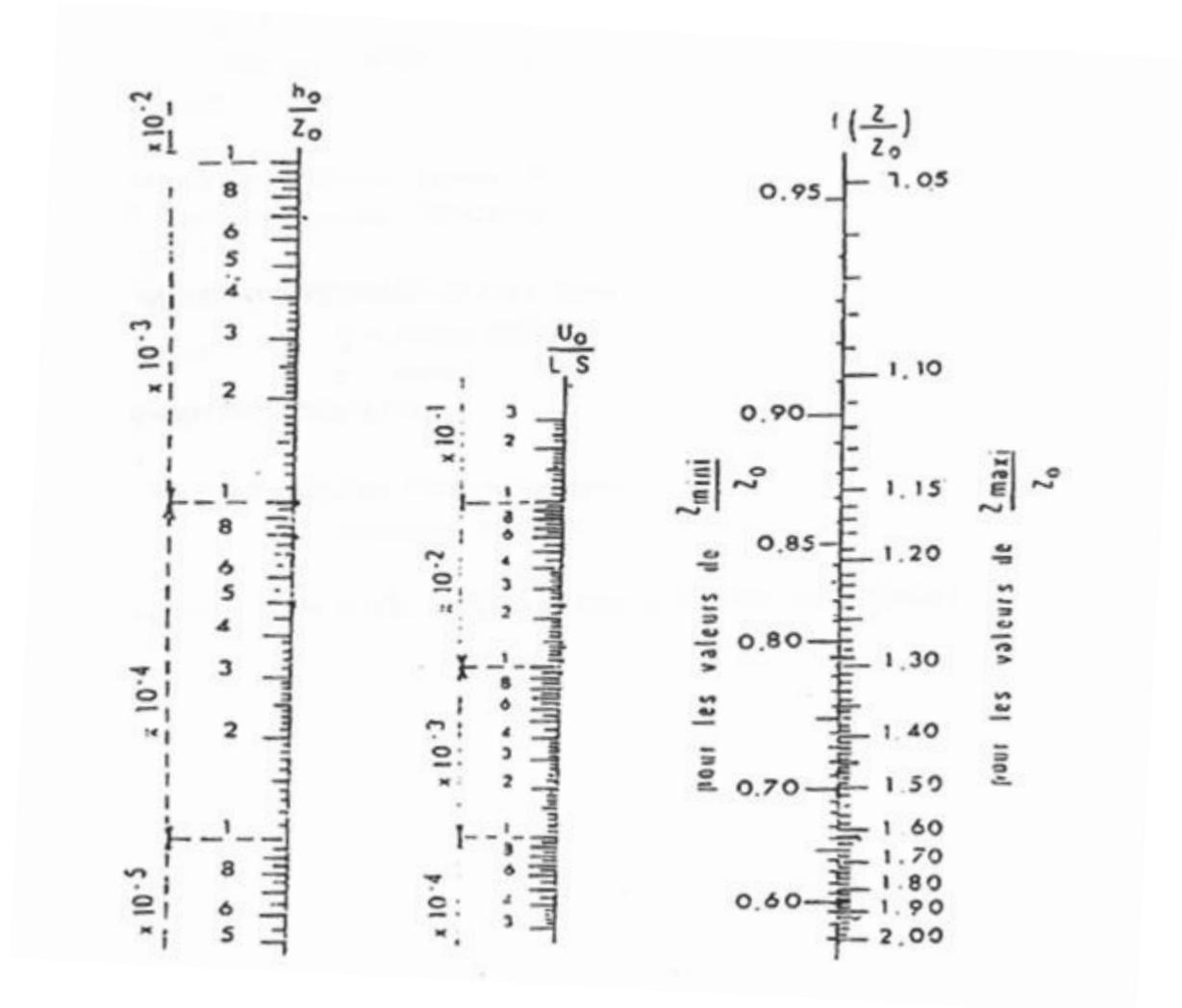
ANNEXE N°6 : Valeurs de M en fonction du type du matériau.

Tuyau	M
Acier	0,92
Fonte	0,43
Amiante ciment	0,24
Plastique	0,13

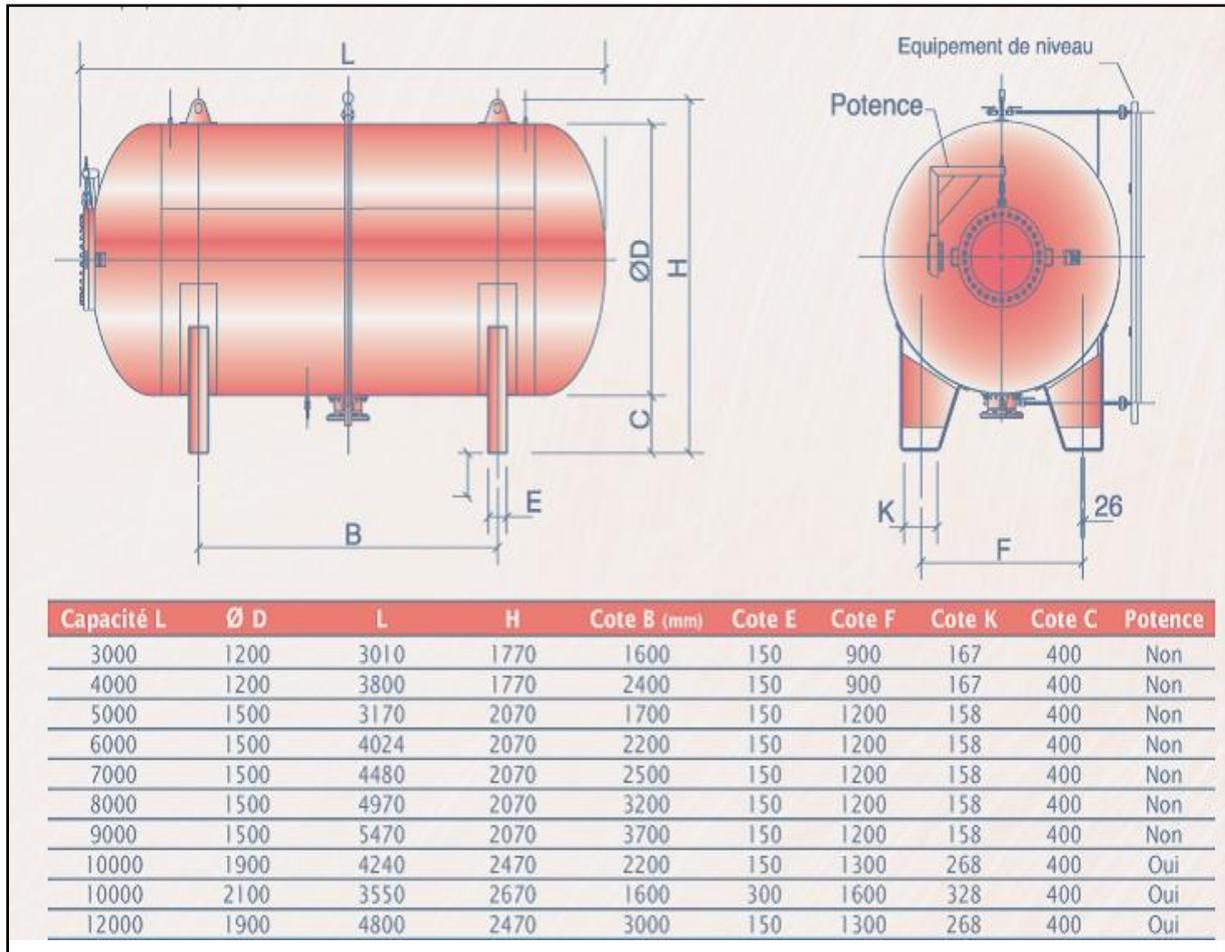
ANNEXE N°7 Les valeurs de α , a et b .

Tuyau	α	A	B
Acier	1,4	53	6,9
Fonte	1,6	107	8,4
A .ciment	1,95	78	11,0
Plastique	1,95	157	9,00

ANNEXE N°8 : Abaque de Vibert pour le calcul simplifier des réservoirs d'airs



ANNEXE N°09 : Choix du réservoir anti bélier



source(Reservoir metalliques charlette)